

5. Diseño de una red de alcantarillado pluvial

5.1. Método del Road Research Laboratory

Diseñar la red de alcantarillado pluvial con el Método del Road Research Laboratory (RRL) señalada en la figura 5.1, la cual está constituida por una serie de colectores cabecera paralelos que aportan a una red principal. Posteriormente, los gastos que son conducidos por los colectores son descargados en un canal que se utiliza para desalojar las aguas residuales y pluviales de las zonas urbanas ubicadas en sus inmediaciones.

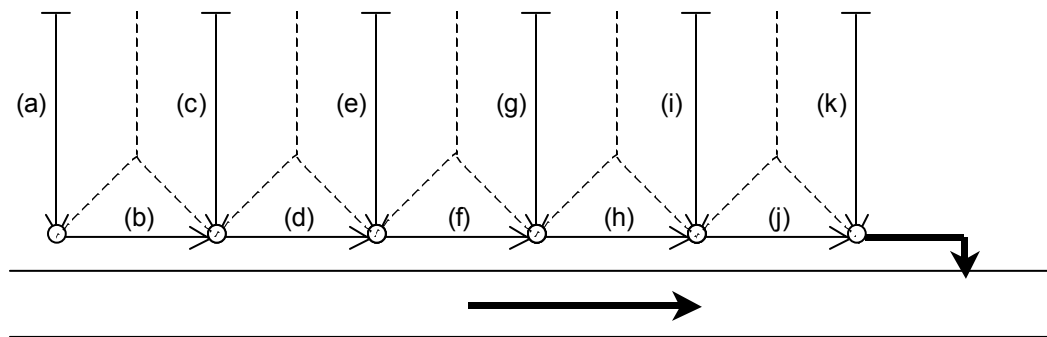


Figura 5.1. Red de alcantarillado pluvial

Ubicación de la zona urbana	Cuenca del Valle de México
Coordenadas del centroide:	19° 30' Latitud Norte y 99° 00' Longitud Oeste
Longitudes y áreas de aportación de cada tramo:	Ver la tabla 5.1
Tormenta de diseño:	Utilizar el método de regionalización de lluvias máximas definido para la Cuenca del Valle de México
Periodo de retorno:	3 años
Coeficiente de escurrimiento:	0.65
Pendiente de los colectores:	0.002

Tabla 5.1. Áreas y longitudes de la red de alcantarillado

Tramo	Longitud, en m	Area, en ha
a	225	1.525
b	118	0.855
c	225	2.950
d	132	0.756
e	225	3.225
f	143	0.800
g	225	2.950
h	110	0.825
i	225	3.150
j	138	0.845
k	225	1.400

5.1.1. Cálculos preliminares

1. Lluvia de diseño

La red de alcantarillado se encuentra localizada en la Cuenca del Valle de México y se utilizará el método de regionalización de lluvias máximas, definido en el capítulo 2.

- a) Ubicando las coordenadas del centroide de la cuenca urbana en la figura 2.7, del capítulo 2, se obtiene:

$$P_{5 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 21 \text{ mm}$$

- b) Para pasar del periodo de retorno base $T_r = 5$ años, al periodo de retorno de 3 años, se aplica el factor de ajuste por periodo de retorno definido por:

$$F_3 = 0.583 + 0.26 \ln(T_r)$$

$$F_3 = 0.583 + 0.26 \ln(3) = 0.8686$$

La altura de lluvia asociada a un periodo de retorno de 3 años y una duración de 30 minutos es igual a:

$$P_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 21(0.8686) = 18.24 \text{ mm}$$

1. La lluvia efectiva, la que produce el escurrimiento directo, es igual al producto de la lluvia total por el coeficiente de escurrimiento:

$$Pe_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 18.24(0.65) = 11.86 \text{ mm}$$

2. Cálculo de la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento

La regulación del hidrograma virtual de entrada en el sistema de drenaje se define a través de la curva volumen de almacenamiento (V)-gasto de descarga (Q_D) de cada uno de los tramos de tubería, aspecto por el cual será necesario estimar este tipo de curva para los tramos de tubería que integra la red de alcantarillado.

Ahora bien, para el caso específico de los tramos de cabecera, que tienen una longitud de 225 m y que, por no tener aportaciones aguas arriba, se diseñan con un diámetro de 30 cm y una pendiente de $S = 0.002$.

La curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento se estima con el proceso descrito en el capítulo 3 y en la tabla 5.2 se sintetiza el procedimiento de cálculo.

Tabla 5.2. Curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos de cabecera

(1) y/do	(2) A, en m ²	(3) R _H , en m	(4) v, en m/s	(5) Q, en m ³ /s	(6) S, en m ³
0	0	0	0	0	0
1/4	0.014	0.044	0.429	0.006	3.108
2/4	0.035	0.075	0.612	0.022	7.952
3/4	0.057	0.091	0.694	0.039	12.794
1	0.071	0.075	0.612	0.043	15.904

- Los valores de las columnas (1) y (2) y (3) se calculan con el apoyo de la tabla 5.3, la cual describe las características de los elementos geométricos para conductos de sección circular.

Tabla 5.3. Elementos geométricos para conductos de sección circular

d_0 = diámetro
 y = profundidad del flujo
 A = área mojada
 P = perímetro mojado

R = radio hidráulico
 T = ancho superior
 D = profundidad hidráulica
 $Z = A\sqrt{D}$ = factor de sección para cómputo de flujo crítico.

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{3/2}}$	$\frac{AR^{3/2}}{d_0^{5/2}}$
0.01	0.0013	0.2003	0.0066	0.1990	0.0066	0.0001	0.0000
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134	0.0004	0.0002
0.03	0.0069	0.3482	0.0197	0.3412	0.0202	0.0010	0.0005
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0268	0.0017	0.0009
0.05	0.0147	0.4510	0.0326	0.4359	0.0336	0.0027	0.0015
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0406	0.0039	0.0022
0.07	0.0242	0.5355	0.0451	0.5103	0.0474	0.0053	0.0031
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0069	0.0040
0.09	0.0350	0.6094	0.0574	0.5724	0.0612	0.0087	0.0052
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0682	0.0107	0.0065
0.11	0.0470	0.6761	0.0695	0.6258	0.0752	0.0129	0.0079
0.12	0.0534	0.7075	0.0754	0.6499	0.0822	0.0153	0.0095
0.13	0.0600	0.7377	0.0813	0.6726	0.0892	0.0179	0.0113
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0964	0.0217	0.0131
0.15	0.0739	0.7954	0.0929	0.7141	0.1034	0.0238	0.0152
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0270	0.0173
0.17	0.0885	0.8500	0.1042	0.7513	0.1178	0.0304	0.0196
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1252	0.0339	0.0220
0.19	0.1039	0.9020	0.1152	0.7846	0.1324	0.0378	0.0247
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0418	0.0273
0.21	0.1199	0.9521	0.1259	0.8146	0.1472	0.0460	0.0301
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0503	0.0333
0.23	0.1365	1.0003	0.1364	0.8417	0.1622	0.0549	0.0359
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1696	0.0597	0.0394
0.25	0.1535	1.0472	0.1466	0.8660	0.1774	0.0646	0.0427
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0697	0.0464
0.27	0.1711	1.0928	0.1566	0.8879	0.1926	0.0751	0.0497
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2004	0.0805	0.0536
0.29	0.1890	1.1373	0.1662	0.9075	0.2084	0.0862	0.0571
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0921	0.0610

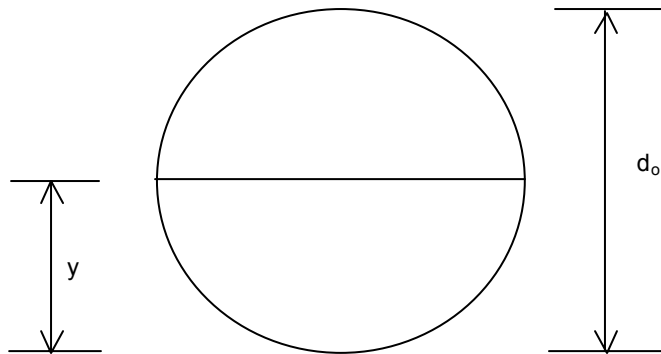
Tabla 5.3. Elementos geométricos para conductos de sección circular (continuación)

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{3/2}}$	$\frac{AR^{3/2}}{d_0^{3/2}}$
0.31	0.2074	1.1810	0.1755	0.9250	0.2242	0.0981	0.0650
0.32	0.2167	1.2025	0.1801	0.9330	0.2322	0.1044	0.0690
0.33	0.2260	1.2239	0.1848	0.9404	0.2404	0.1107	0.0736
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2486	0.1172	0.0776
0.35	0.2450	1.2661	0.1935	0.9539	0.2568	0.1241	0.0820
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.1310	0.0864
0.37	0.2642	1.3078	0.2020	0.9656	0.2736	0.1381	0.0909
0.38	0.2739	1.3284	0.2061	0.9708	0.2822	0.1453	0.0955
0.39	0.2836	1.3490	0.2102	0.9755	0.2908	0.1528	0.1020
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1603	0.1050
0.41	0.3032	1.3898	0.2181	0.9837	0.3082	0.1682	0.1100
0.42	0.3132	1.4101	0.2220	0.9871	0.3172	0.1761	0.1147
0.43	0.3229	1.4303	0.2257	0.9902	0.3262	0.1844	0.1196
0.44	0.3328	1.4505	0.2294	0.9928	0.3352	0.1927	0.1245
0.45	0.3428	1.4706	0.2331	0.9950	0.3446	0.2011	0.1298
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3538	0.2098	0.1348
0.47	0.3627	1.5108	0.2400	0.9982	0.3634	0.2186	0.1401
0.48	0.3727	1.5308	0.2434	0.9992	0.3730	0.2275	0.1452
0.49	0.3827	1.5508	0.2467	0.9998	0.3828	0.2366	0.1505
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3928	0.2459	0.1558
0.51	0.4027	1.5908	0.2531	0.9998	0.4028	0.2553	0.1610
0.52	0.4127	1.6108	0.2561	0.9992	0.4130	0.2650	0.1664
0.53	0.4227	1.6308	0.2591	0.9982	0.4234	0.2748	0.1715
0.54	0.4327	1.6509	0.2620	0.9968	0.4340	0.2848	0.1772
0.55	0.4426	1.6710	0.2649	0.9950	0.4448	0.2949	0.1825
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.3051	0.1878
0.57	0.4625	1.7113	0.2703	0.9902	0.4670	0.3158	0.1933
0.58	0.4725	1.7315	0.2728	0.9871	0.4786	0.3263	0.1987
0.59	0.4822	1.7518	0.2753	0.9837	0.4902	0.3373	0.2041
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.3484	0.2092
0.61	0.5018	1.7926	0.2797	0.9755	0.5144	0.3560	0.2146
0.62	0.5115	1.8132	0.2818	0.9708	0.5270	0.3710	0.2199
0.63	0.5212	1.8338	0.2839	0.9656	0.5398	0.3830	0.2252
0.64	0.5308	1.8546	0.2860	0.9600	0.5530	0.3945	0.2302
0.65	0.5404	1.8755	0.2881	0.9539	0.5666	0.4066	0.2358

Tabla 5.3. Elementos geométricos para conductos de sección circular (continuación)

$\frac{y}{d_0}$	$\frac{A}{d_0^2}$	$\frac{P}{d_0}$	$\frac{R}{d_0}$	$\frac{T}{d_0}$	$\frac{D}{d_0}$	$\frac{Z}{d_0^{2.5}}$	$\frac{AR^{3/2}}{d_0^{5/2}}$
0.66	0.5499	1.8965	0.2899	0.9474	0.5804	0.4188	0.2407
0.67	0.5594	1.9177	0.2917	0.9404	0.5948	0.4309	0.2460
0.68	0.5687	1.9391	0.2935	0.9330	0.6096	0.4437	0.2510
0.69	0.5780	1.9606	0.2950	0.9250	0.6250	0.4566	0.2560
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6408	0.4694	0.2608
0.71	0.5964	2.0042	0.2973	0.9075	0.6572	0.4831	0.2653
0.72	0.6054	2.0264	0.2984	0.8980	0.6742	0.4964	0.2702
0.73	0.6143	2.0488	0.2995	0.8879	0.6918	0.5100	0.2751
0.74	0.6231	2.0714	0.3006	0.8773	0.7104	0.5248	0.2794
0.75	0.6318	2.0944	0.3017	0.8660	0.7296	0.5392	0.2840
0.76	0.6404	2.1176	0.3025	0.8542	0.7498	0.5540	0.2888
0.77	0.6489	2.1412	0.3032	0.8417	0.7710	0.5695	0.2930
0.78	0.6573	2.1652	0.3037	0.8285	0.7934	0.5850	0.2969
0.79	0.6655	2.1895	0.3040	0.8146	0.8170	0.6011	0.3008
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.6177	0.3045
0.81	0.6815	2.2395	0.3044	0.7846	0.8686	0.6347	0.3082
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970	0.6524	0.3118
0.83	0.6969	2.2916	0.3041	0.7513	0.9276	0.6707	0.3151
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9606	0.6897	0.3182
0.85	0.7115	2.3462	0.3033	0.7141	0.9964	0.7098	0.3212
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.7307	0.3240
0.87	0.7254	2.4038	0.3017	0.6726	1.0784	0.7528	0.3264
0.88	0.7320	2.4341	0.3008	0.6499	1.1264	0.7754	0.3286
0.89	0.7380	2.4655	0.2996	0.6258	1.1800	0.8016	0.3307
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2408	0.8285	0.3324
0.91	0.7504	2.5322	0.2963	0.5724	1.3110	0.8586	0.3336
0.92	0.7560	2.5681	0.2944	0.5426	1.3932	0.8917	0.3345
0.93	0.7612	2.6061	0.2922	0.5103	1.4918	0.9292	0.3350
0.94	0.7662	2.6467	0.2896	0.4750	1.6130	0.9725	0.3353
0.95	0.7707	2.6906	0.2864	0.4359	1.7682	1.0242	0.3349
0.96	0.7749	2.7389	0.2830	0.3919	1.9770	1.0888	0.3340
0.97	0.7785	2.7934	0.2787	0.3412	2.2820	1.1752	0.3322
0.98	0.7816	2.8578	0.2735	0.2800	2.7916	1.3050	0.3291
0.99	0.7841	2.9412	0.2665	0.1990	3.9400	1.5554	0.3248
1.00	0.7854	3.1416	0.2500	0.0000	∞	∞	0.3117

Área y radio hidráulico para $y/d_o = 0.5$ de un colector de 30 cm de diámetro:



Con el apoyo de la tabla 5.3 se obtiene:

Área

$$0.3927 = \frac{A}{d_o^2}$$

$$A = (0.30)^2 (0.3927) = 0.035 \text{ m}^2$$

Radio hidráulico ($R = R_H$)

$$0.2500 = \frac{R}{d_o}$$

$$R = (0.2500)(0.30) = 0.075 \text{ m}$$

- Los valores de la columna (4) se determinan con la ecuación de Manning definida por:

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2}$$

para $y/d_o = 0.5$

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.013} (0.075)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 0.612 \text{ m/s}$$

- Los valores de la columna (5) se estiman con la ecuación de continuidad definida por:

$$Q = Av$$

para $y/d_o = 0.5$

$$Q = (0.035)(0.612) = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Los valores de la columna (6), volúmenes de almacenamiento, se calculan con la expresión:

$$S = AL$$

para $y/d_o = 0.5$

$$S = (0.035)(225) = 7.952 \text{ m}^3$$

La figura 5.2 muestra la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los colectores cabecera que integran la red de drenaje pluvial.

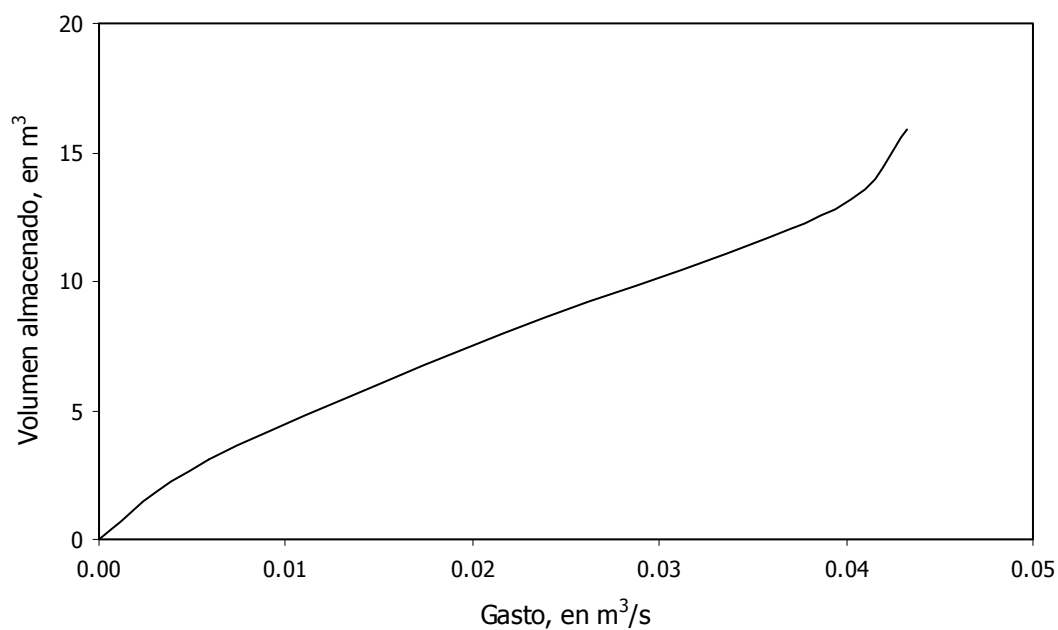
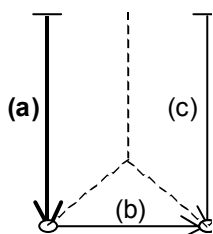


Figura 5.2. Curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento

5.1.2. Diseño de los tramos

1. Diseño del tramo (a)



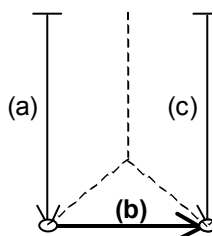
El tramo (a), como todos los de cabecera, se consideran con área de aportación nula, es decir no tienen aportaciones aguas arriba, por lo que se diseñan con el diámetro mínimo (30 cm) y una pendiente de 0.002.

En conclusión, se obtiene:

$$D_a = 0.30 \text{ m}$$

$$S_a = 0.002$$

2. Diseño del tramo (b)



El tramo (b) recibe del tramo (a) un área de 1.525 ha en un tiempo de 10 min (tiempo de entrada) y la figura 5.3 indica el comportamiento de la curva tiempo-área

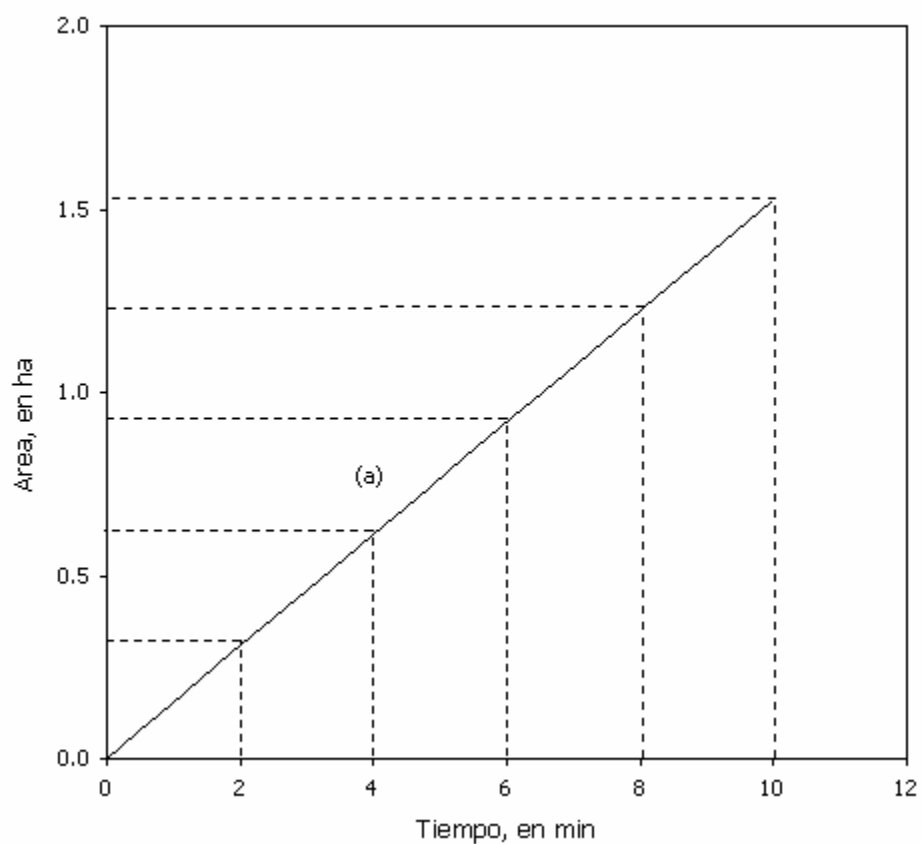


Figura 5.3. Curva tiempo-área

Ahora bien, dividiendo el tiempo en cinco intervalos constantes de 2 minutos, se procede a determinar, con el apoyo de la figura 5.3, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos. La tabla 5.4 indica los resultados obtenidos para las duraciones de 2, 4, 6, 8 y 10 minutos respectivamente.

Tabla 5.4. Valores de tiempo-área parcial

d, en min	Area acumulada, en ha	Incremento de área, en ha
0	0	0
2	0.305	0.305
4	0.610	0.305
6	0.915	0.305
8	1.220	0.305
10	1.525	0.305

La altura de lluvia efectiva para el tiempo de concentración de 10 min, según el método de regionalización de lluvias máximas es igual a:

$$Pe_{3 \text{ años}, 10 \text{ min}} = (Pe_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}})(F_1)$$

donde $Pe_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}}$ es la altura de lluvia efectiva asociada a un periodo de retorno de 3 años y una duración de 30 minutos; y F_1 es el factor de ajuste asociado a una duración de 10 minutos.

El valor del factor de ajuste asociado a una duración de 10 minutos es:

$$F_1 = 0.27 + 2.11d - 1.52d^2 + 0.37d^3$$

donde F_1 es el factor de ajuste asociado a cortas duraciones; y d es la duración de la lluvia, en h.

Sustituyendo valores se obtiene:

$$F_1 = 0.27 + 2.11(0.16666) - 1.52(0.16666)^2 + 0.37(0.16666)^3 = 0.581$$

La altura de lluvia efectiva es igual a:

$$Pe_{3 \text{ años}, 10 \text{ min}} = (11.86)(0.581) = 6.9 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se obtiene distribuyendo el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 2 minutos, a partir de la configuración indicada en la figura 5.4.

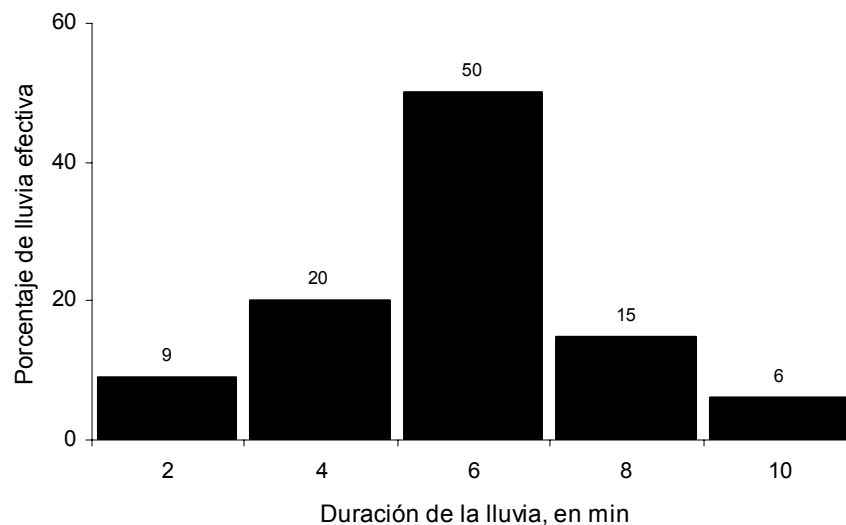


Figura 5.4. Hietograma de la lluvia de diseño

Los valores de la lluvia efectiva para cada intervalo son:

$$P_1 = (6.90) (0.09) = 0.62 \text{ mm}$$

$$P_2 = (6.90) (0.20) = 1.38 \text{ mm}$$

$$P_3 = (6.90) (0.50) = 3.45 \text{ mm}$$

$$P_4 = (6.90) (0.15) = 1.04 \text{ mm}$$

$$P_5 = (6.90) (0.06) = 0.41 \text{ mm}$$

Total 6.90 mm

En la fase siguiente, se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con el sistema de ecuaciones que se han definido para el método del RRL, estipuladas por:

$$q_1 = 0$$

$$q_2 = (A_1 P_1)(1/\Delta t)$$

$$q_3 = (A_1 P_2 + A_2 P_1)(1/\Delta t) \tag{5.1}$$

$$q_j = (A_1 P_{j-1} + A_2 P_{j-2} + \dots + A_{j-1} P_1)(1/\Delta t)$$

Ahora bien, en esta aplicación, se utilizó el procedimiento sintetizado en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Hidrograma virtual de entrada

		Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2 min, en ha					
t, en min	P, en mm	A ₁ 0.305	A ₂ 0.305	A ₃ 0.305	A ₄ 0.305	A ₅ 0.305	q, en m ³ /s
0	0	0					0.0000
2	0.62	0.189	0				0.0158
4	1.38	0.421	0.189	0			0.0508
6	3.45	1.052	0.421	0.189	0		0.1385
8	1.04	0.317	1.052	0.421	0.189	0	0.1650
10	0.41	0.125	0.317	1.052	0.421	0.189	0.1754
12	0	0	0.125	0.317	1.052	0.421	0.1596
14			0	0.125	0.317	1.052	0.1245
16				0	0.125	0.317	0.0369
18					0	0.125	0.0104
20						0	0.0000

Con el apoyo de la curva gastos de descarga-volúmenes de almacenamiento de los tramos de cabecera sintetizada en la tabla 5.2, se procedió a determinar curva que relaciona el gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$, requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector (b).

La tabla 5.6 indica datos obtenidos, mientras que la figura 5.5 indica la gráfica que asocia el gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$.

Tabla 5.6. Curva gastos de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$

$Q\Delta t/2 + S$, en m^3	Q , en m^3/s
0	0
3.464	0.006
9.250	0.022
15.160	0.039
18.500	0.043

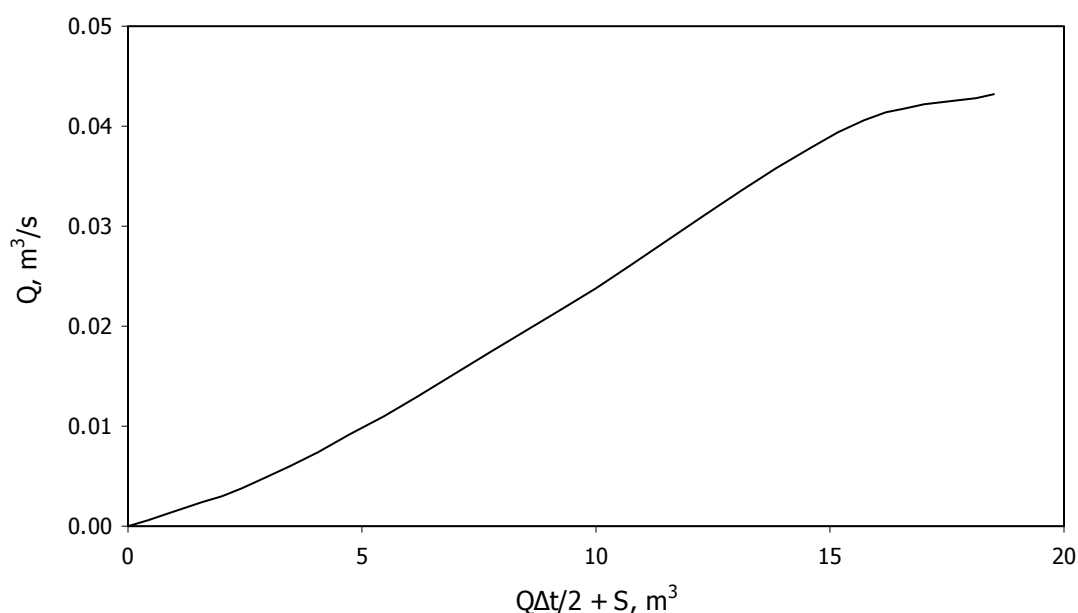


Figura 5.5. Curva $Q - Q\Delta t/2 + S$

Ahora bien, para facilitar el proceso que se aplica en el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.6 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos.

Ahora bien, en este proceso, previo análisis de sensibilidad con diferentes tipos de curvas, se eliminó el último dato de la tabla 5.6, ya que se obtiene un resultado más preciso. La figura 5.6 indica el resultado obtenido.

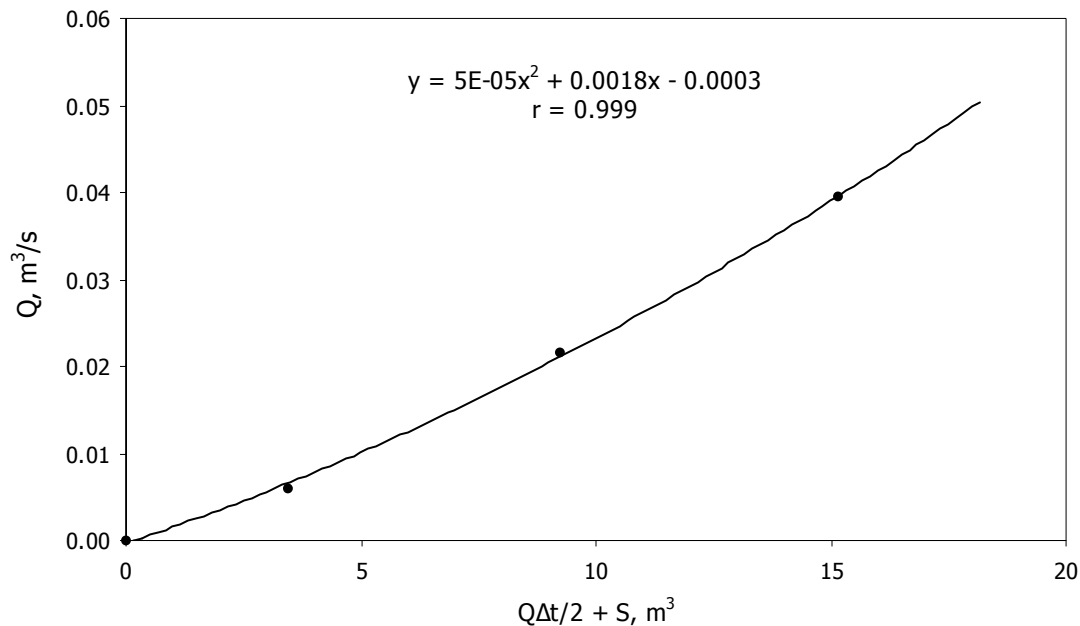


Figura 5.6. Curva de ajuste entre los datos $Q - Q\Delta t/2 + S$

A continuación, se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (b), con el apoyo de la ecuación (3.23) del capítulo 3, representada por la expresión:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_j + q_{j-1} - Q_{j-1}) + S_{j-1} = Q_j \frac{\Delta t}{2} + S_j \quad (5.2)$$

donde q_j y q_{j-1} son los gastos del hidrograma virtual de entrada en los tiempos j y $j-1$; Q_j y Q_{j-1} son los gastos de descarga en los tiempos j y $j-1$; y S_j y S_{j-1} son los volúmenes almacenados en los tiempos j y $j-1$; y Δt es el incremento de tiempo.

Por su parte, para ilustrar el proceso de cálculo, a continuación se indican las estimaciones realizadas para los primeros intervalos:

a) Para $j = 1$, la ecuación (5.2) se expresa como:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_0 - Q_0) + S_0 = Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 \quad (5.3)$$

donde $q_0 = 0$; $q_1 = 0.0158 \text{ m}^3/\text{s}$; $S_0 = 0$; $Q_0 = 0$; y $\Delta t = 2 \text{ min}$.

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (5.3) se tiene:

$$Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 = \frac{2(60)}{2}(0 + 0.0158 - 0) + 0 = 60(0.0158) = 0.9455$$

$$Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 = 0.9455 \text{ m}^3 \quad (5.4)$$

Por su parte, se ha determinado un polinomio que asocia los valores de la curva que relaciona el gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$, definida por la expresión:

$$y = 5E - 05x^2 + 0.0018x - 0.0003 \quad (5.5)$$

$$\text{donde } y = Q; \text{ y } x = Q \frac{\Delta t}{2} + S$$

Sustituyendo el valor de (5.4) en la ecuación (5.5), se obtiene el valor de Q_1 :

$$Q_1 = 0.00005(0.9455)^2 + 0.0018(0.9455) - 0.0003 = 0.0014$$

$$Q_1 = 0.0014 \text{ m}^3/\text{s} \quad (5.6)$$

Finalmente con el auxilio de la expresión (5.4) se calcula el valor de S_1 , efectuando las transformaciones siguientes.

$$S_1 = 0.9455 - Q_1 \frac{\Delta t}{2} = 0.9455 - 0.0014 \frac{(2)60}{2} = 0.8587$$

$$S_1 = 0.8587 \text{ m}^3 \quad (5.7)$$

b) Para $j = 2$, la ecuación (5.2) es igual a:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_2 + q_1 - Q_1) + S_1 = Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 \quad (5.8)$$

donde $q_1 = 0.0158 \text{ m}^3/\text{s}$; $q_2 = 0.0508 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_1 = 0.0014 \text{ m}^3/\text{s}$; $S_1 = 0.8587 \text{ m}^3$; y $\Delta t = 2 \text{ min}$.

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (5.8) se obtiene:

$$Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 = \frac{2(60)}{2}(0.0508 + 0.0158 - 0.0014) + 0.8587 = 4.7674$$

$$Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 = 4.7674 \text{ m}^3 \quad (5.9)$$

El valor anterior se sustituye en la ecuación (5.5) y se obtiene:

$$Q_2 = 0.00005(4.7674)^2 + 0.0018(4.7674) - 0.0003 = 0.0094$$

$$Q_2 = 0.0094 \text{ m}^3/\text{s} \quad (5.10)$$

Con el apoyo de la expresión (5.9) se obtiene:

$$S_2 = 4.7674 - Q_2 \frac{\Delta t}{2} = 4.7674 - (0.0094) \frac{(2)60}{2} = 4.2023 \text{ m}^3$$

$$S_2 = 4.2023 \text{ m}^3 \quad (5.11)$$

Ahora bien, se toman otros valores de j y se procede a determinar el hidrograma de salida con el procedimiento descrito anteriormente.

La tabla 5.7 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.7 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtual de entrada y de salida que se obtuvieron para el colector (b).

Tabla 5.7. Tránsito del hidrograma virtual de entrada

j	t, en min	q, en m ³ /s	x (Q _j Δt/2 + S _j), en m ³	y Q _j , en m ³ /s	S _j , en m ³
1	2	0.0158	0.9455	0.0014	0.8587
2	4	0.0508	4.7674	0.0094	4.2023
3	6	0.1385	14.9985	0.0379	12.7218
4	8	0.1650	28.6536	0.0923	23.1139
5	10	0.1754	37.9940	0.1403	29.5780
6	12	0.1596	41.2615	0.1591	31.7157
7	14	0.1245	39.2195	0.1472	30.3873
8	16	0.0369	31.2388	0.1047	24.9554
9	18	0.0104	21.5085	0.0615	17.8158
10	20	0.0000	14.7482	0.0371	12.5209

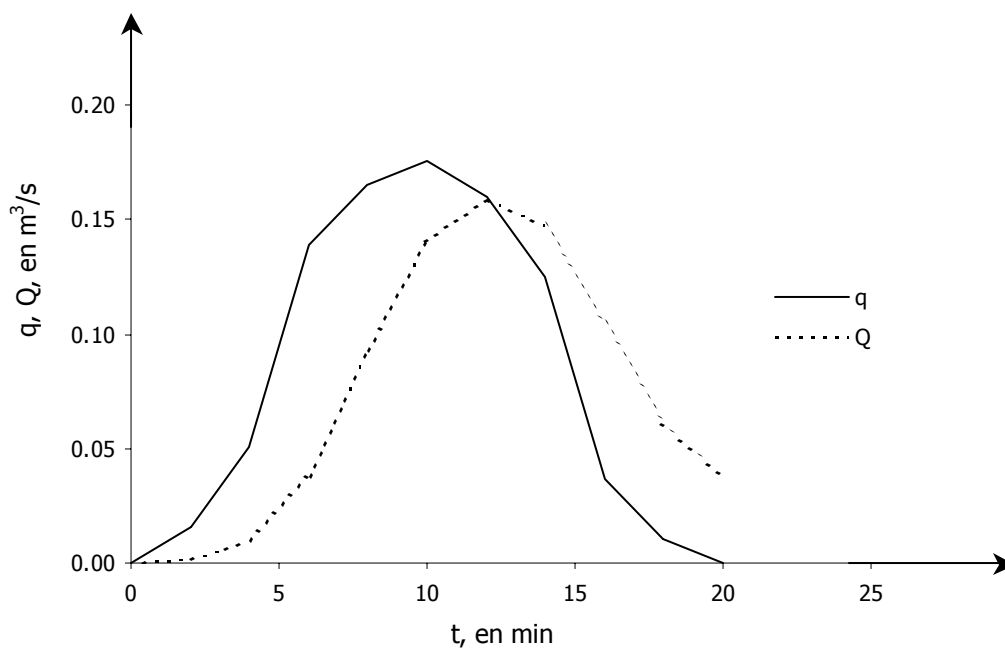


Figura 5.7. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido para el colector (b)

Por su parte y según la figura 5.7, se deduce que el gasto máximo se redujo de 0.1754 a 0.1591 m³/s, es decir el gasto de diseño del colector (b) será de 0.1591 m³/s. Si se considera un coeficiente de fricción de $n = 0.013$ y una pendiente de $S = 0.002$, el diámetro del colector (b) resulta ser de:

$$D = \left[\frac{3.21 \ln Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{(3.21)(0.013)(0.1591)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 0.49$$

$$D = 0.49 \text{ m}$$

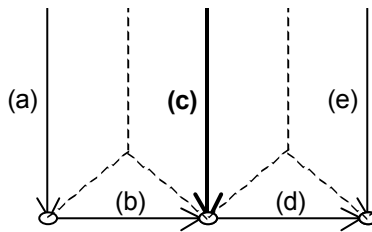
El gasto de diseño obtenido para el colector (b) equivalente a $0.1591 \text{ m}^3/\text{s}$, puede drenarse con un diámetro $D = 0.49 \text{ m}$; sin embargo comercialmente de diámetro será de $D_b = 0.61 \text{ m}$

Finalmente se obtiene:

$$D_b = 0.61 \text{ m}$$

$$S_b = 0.002$$

3. Diseño del tramo (c)

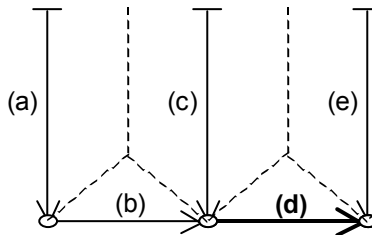


Por ser tramo de cabecera, carece de área de aportación y por consiguiente:

$$D_c = 0.30 \text{ m}$$

$$S_c = 0.002$$

4. Diseño del tramo (d)



El tramo (d) recibe en forma simultánea la aportación de las áreas de los tramos (b) y (c), en un tiempo de 10 min. Asimismo, recibe la aportación de 1.525 ha del tramo (a), que comienza a ingresar con un retraso de 2.0 min.

El tiempo de retraso es igual al tiempo de traslado a través del tramo (b), estimado con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.12)$$

donde t_t es el tiempo de traslado a través del tramo, en h; l es la longitud del tramo (b), en m; y v es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (b) se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, a partir de la expresión:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.13)$$

donde v es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s; n es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector; R_h es el radio hidráulico de la sección, en m; S es la pendiente del conducto. El radio hidráulico (R_h) se calcula para la condición de tubo o canal lleno.

Ahora bien, para el tramo (b) se tienen los datos siguientes:

$$l = 118 \text{ m}, \quad D_b = 0.61 \text{ m}, \quad S_b = 0.002, \quad R_h = 0.61/4 = 0.1525 \text{ m}, \quad n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.13) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.1525)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 0.982 \text{ m/s}$$

$$v = 0.982 \text{ m/s} \quad (5.14)$$

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{118}{0.982} = 120.17 \text{ s} = 120.17/60 = 2.0 \text{ min}$$

$$t_t = 2.0 \text{ min} \quad (5.15)$$

En la fase siguiente, se determina la curva tiempo-área para el tramo (d), en la cual los tramos (b) y (c) tienen un tiempo de entrada de 10 min. y la suma del área de ambos tramos es de 3.805 ha. Asimismo, el tramo (a) tiene un tiempo de entrada de 10 min., una aportación de 1.525 ha y un tiempo de retraso de 2.0 min. La figura 5.8 indica el resultado obtenido.

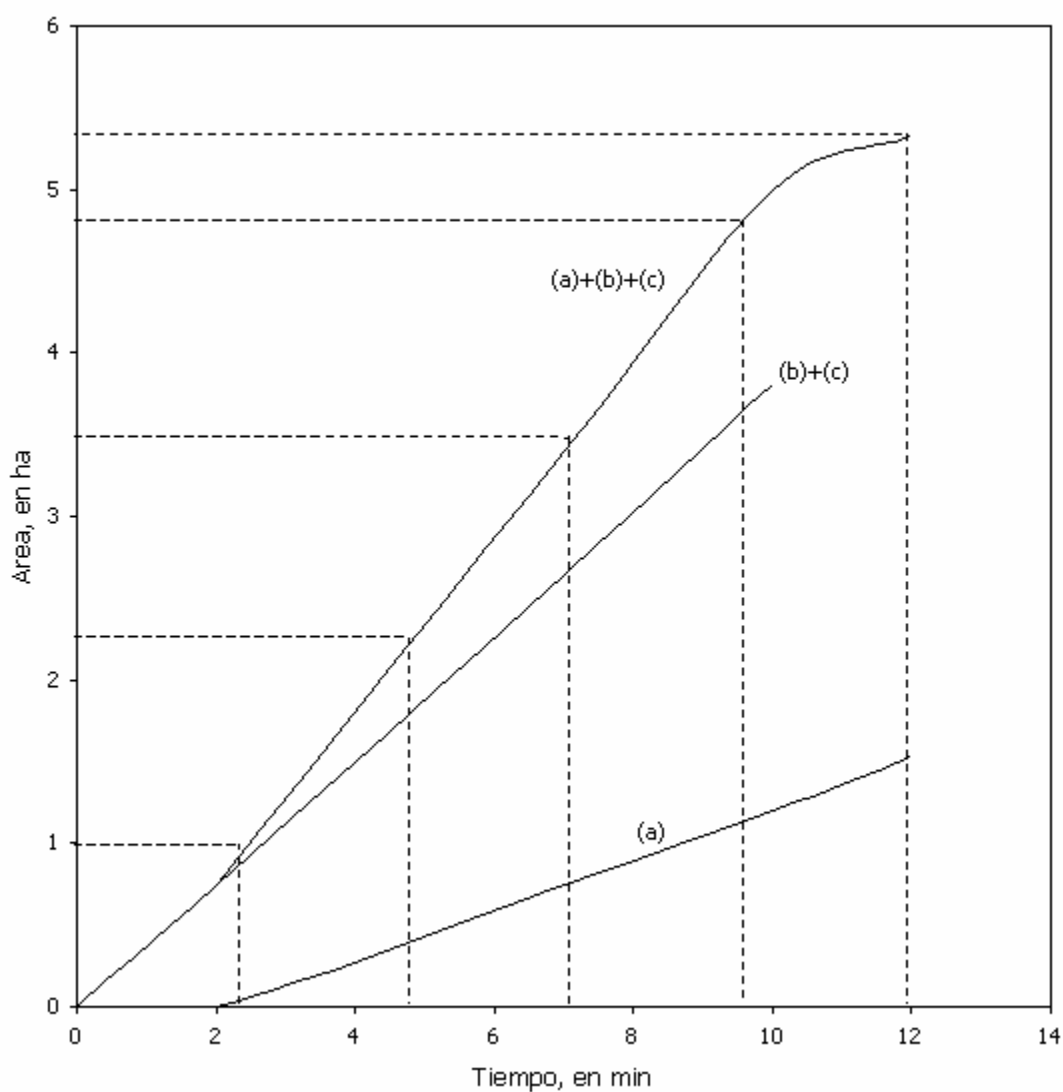


Figura 5.8. Curva tiempo-área tramo (d)

Por su parte, dividiendo el tiempo total en cinco intervalos constantes de 2.4 minutos, se procede a determinar, con el apoyo de la figura 5.8, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

La tabla 5.8 indica los resultados obtenidos para el tramo (d), para los tiempos de 2.4, 4.8, 7.2, 9.6 y 12.0 minutos respectivamente.

Tabla 5.8. Valores de tiempo-área

d, en min	Area acumulada, en ha	Incremento de área, en ha
0	0	0
2.4	0.950	0.950
4.8	2.225	1.275
7.2	3.500	1.275
9.6	4.775	1.275
12.0	5.330	0.555

La altura de lluvia efectiva para un tiempo de concentración de 12.0 min., según el método de regionalización de lluvias máximas es igual a:

$$Pe_{3 \text{ años}, 12 \text{ min}} = (11.86)(0.634) = 7.52 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se obtiene distribuyendo el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 2.42 minutos, a partir de los porcentajes definidos por la configuración de la figura 5.4. Se obtienen los valores siguientes:

$$P_1 = (7.52) (0.09) = 0.68 \text{ mm}$$

$$P_2 = (7.52) (0.20) = 1.50 \text{ mm}$$

$$P_3 = (7.52) (0.50) = 3.76 \text{ mm}$$

$$P_4 = (7.52) (0.15) = 1.13 \text{ mm}$$

$$P_5 = (7.52) (0.06) = 0.45 \text{ mm}$$

Posteriormente, se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con el sistema de ecuaciones que se han definido para el método del Road Research Laboratory (RRL). Sin embargo, en esta aplicación se aplicó el procedimiento sintetizado en la tabla 5.9.

Tabla 5.9. Hidrograma virtual de entrada

t, en min	P, mm	Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2.40 min, en ha					q, m ³ /s
		A1 0.950	A2 1.275	A3 1.275	A4 1.275	A5 0.555	
0	0	0					0.0000
2.40	0.68	0.646	0				0.0449
4.80	1.50	1.425	0.867	0			0.1592
7.20	3.76	3.572	1.913	0.867	0		0.4411
9.60	1.13	1.074	4.794	1.913	0.867	0	0.6005
12.00	0.45	0.428	1.441	4.794	1.913	0.377	0.6217
14.40	0	0	0.574	1.441	4.794	0.833	0.5306
16.80			0	0.574	1.441	2.087	0.2848
19.20				0	0.574	0.627	0.0834
21.60					0	0.250	0.0173
24.00						0	0.0000

A continuación, se construye la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento, considerando que el volumen se almacena en los tramos (a), (b) y (c), pero que el gasto de ingreso al tramo (d), únicamente es el que descargan los tramos (b) y (c).

Con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b) y (c). La tabla 5.10 indica los resultados que se obtuvieron para los tramos analizados.

Tabla 5.10. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b) y (c)

(1) y/do	(2) Gasto de b+c, en m ³ /s	(3) Volumen de a+b+c, en m ³
0	0	0
1/4	0.045	12.957
2/4	0.165	33.147
3/4	0.301	53.329
1	0.330	66.294

Con los datos de los gastos de descarga-volúmenes de almacenamiento sintetizados en la tabla 5.10, se define la curva que relaciona el gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$, requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. La tabla 5.11 y la figura 5.9 indican los resultados obtenidos.

Tabla 5.11. Curva gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$

Q , en m^3/s	$Q\Delta t/2 + S$, en m^3
0	0
0.045	16.213
0.165	45.036
0.301	75.011
0.330	90.073

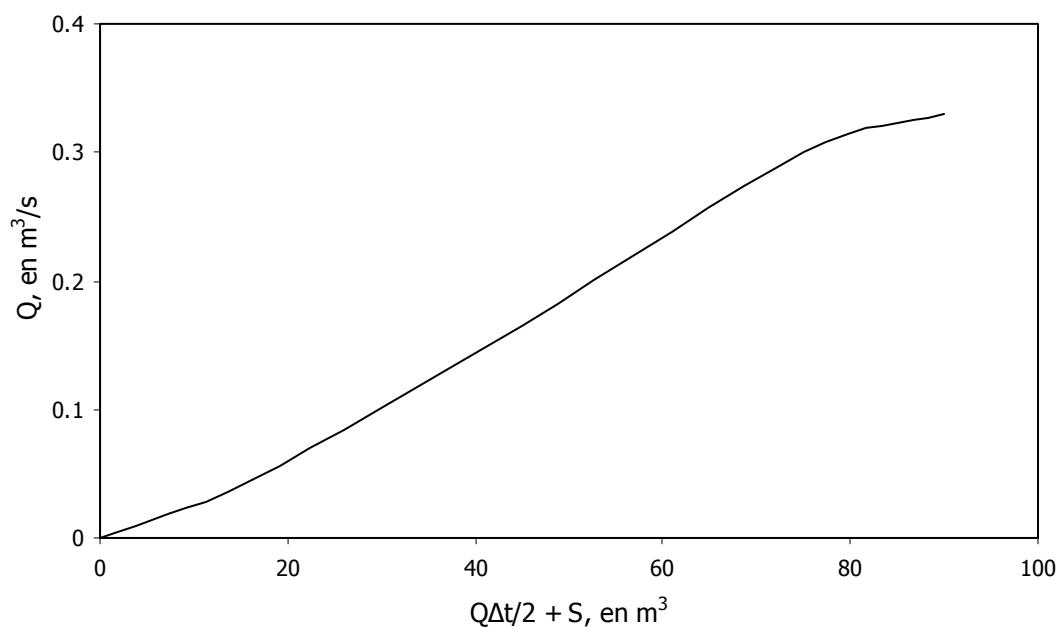


Figura 5.9. Curva $Q - Q\Delta t/2 + S$

No obstante, para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.11 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. La figura 5.10 indica el resultado obtenido.

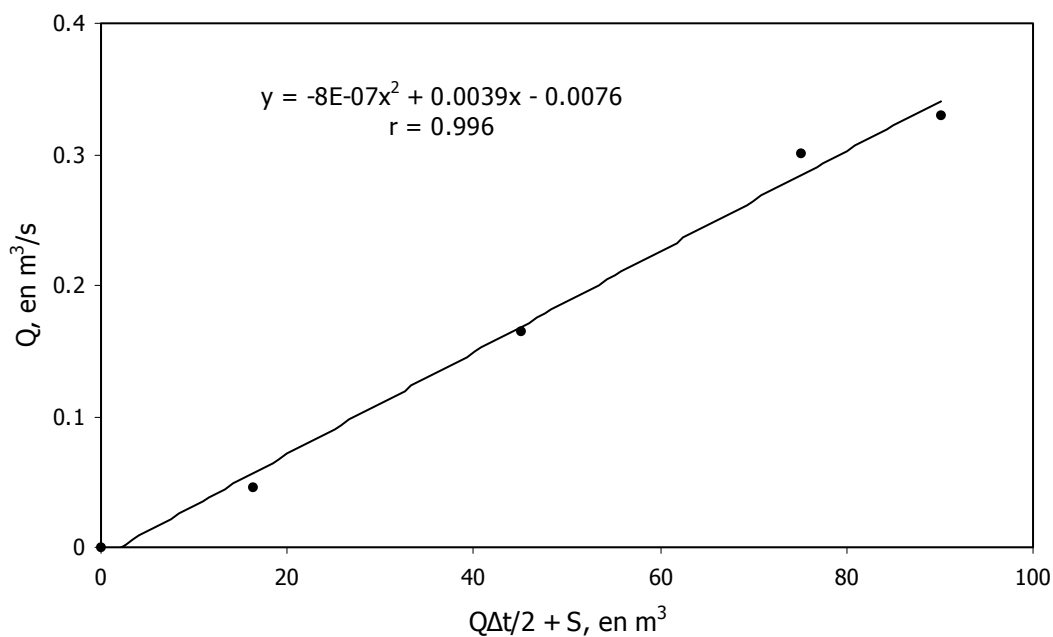


Figura 5.10. Curva de ajuste entre los datos $Q - Q\Delta t/2 + S$

A continuación, se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (d), con el apoyo de la ecuación (3.23) del capítulo 3. La tabla 5.12 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.11 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtual de entrada y el de salida que se obtuvieron para el colector (d).

Tabla 5.12. Tránsito del hidrograma virtual de entrada

j	t, en min	q, en m³/s	x ($Q_j \Delta t/2 + S_j$), en m³	y Q_j , en m³/s	S_j , en m³
1	2.4	0.0449	3.2300	0.0050	2.8703
2	4.8	0.1592	17.2005	0.0595	12.9193
3	7.2	0.4411	51.8556	0.1944	37.8553
4	9.6	0.6005	98.8475	0.3772	71.6876
5	12.0	0.6217	132.5234	0.5080	95.9465
6	14.4	0.5306	142.3354	0.5461	103.0169
7	16.8	0.2848	122.4100	0.4687	88.6600
8	19.2	0.0834	81.4210	0.3095	59.1386
9	21.6	0.0173	44.1094	0.1643	32.2805
10	24.0	0.0000	21.7003	0.0770	16.1565

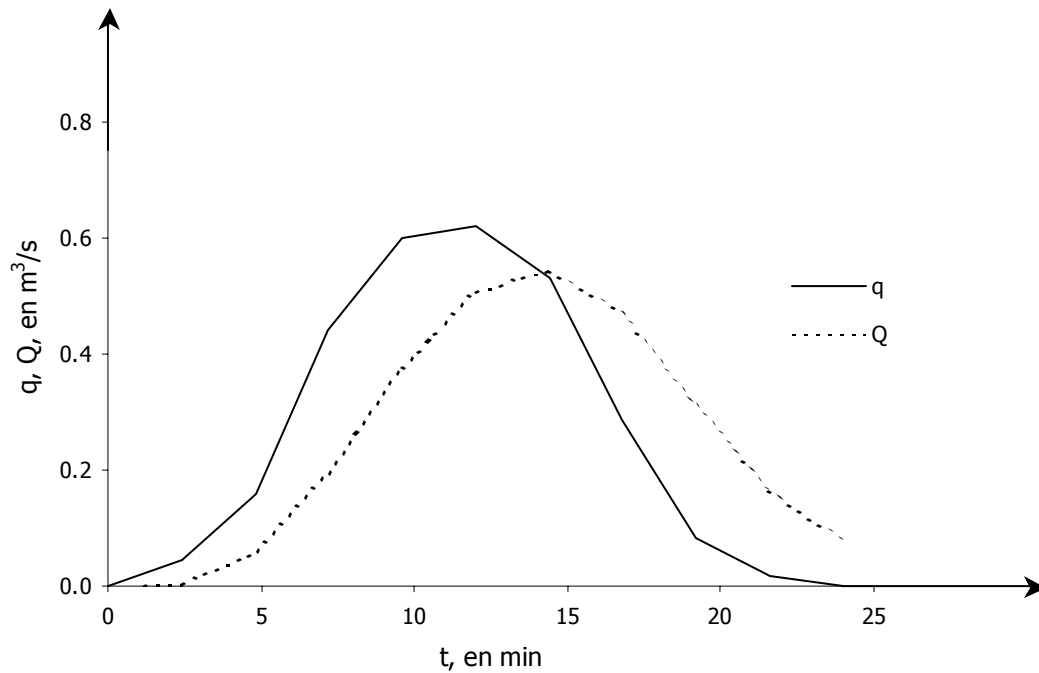


Figura 5.11. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido para el colector (d)

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 0.6217 a 0.5461 m³/s, es decir este último valor resulta ser el gasto de diseño.

Con el auxilio de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (d):

$$D = \left[\frac{3.2 \ln Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{(3.21)(0.013)(0.5461)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 0.78$$

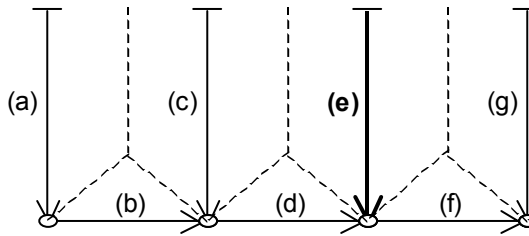
$$D = 0.78 \text{ m}$$

Sin embargo, comercialmente de diámetro será de $D_d = 0.91 \text{ m}$, y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_d = 0.91 \text{ m}$$

$$S_d = 0.002$$

5. Diseño del tramo (e)

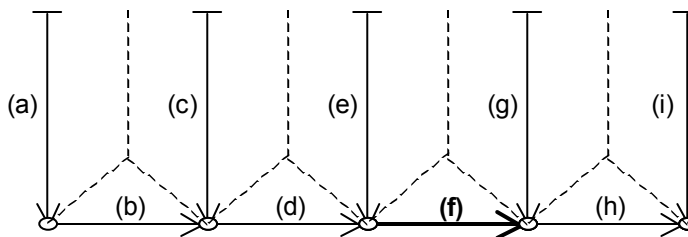


Este tramo es de cabecera, por lo tanto se tiene:

$$D_e = 0.30 \text{ m}$$

$$S_e = 0.002$$

6. Diseño del tramo (f)



El tramo (f) recibe en forma simultánea la aportación de las áreas de los tramos (d) y (e), en un tiempo de 10 min. Asimismo, recibe la aportación de 3.805 ha de los tramos (b) y (c) con un tiempo de retraso de 1.7 min., y finalmente la aportación del tramo (a) se realiza con un tiempo de retraso de 3.7 min.

El tiempo de retraso de los tramos (b)+(c) es igual al tiempo de traslado a través del tramo (d) y se estima con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.16)$$

donde t_t es el tiempo de traslado a través del tramo, en h; l es la longitud del tramo (d), en m; y v es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (d) se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, con el apoyo de la ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.17)$$

donde v es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s; n es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector; R_h es el radio hidráulico de la sección, en m; S es la pendiente del conducto. El radio hidráulico (R_h) se calcula para la condición de tubo o canal lleno.

Ahora bien, para el tramo (d) se tienen los datos siguientes:

$$l = 132 \text{ m}, \quad D_d = 0.91 \text{ m}, \quad S_d = 0.002, \quad R_h = 0.91/4 = 0.2275 \text{ m}, \quad n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.17) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.2275)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 1.282 \text{ m/s}$$

$$v = 1.282 \text{ m/s} \quad (5.18)$$

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{132}{1.282} = 103.0 \text{ s} = 103.0/60 = 1.7 \text{ min}$$

$$t_t = 1.7 \text{ min} \quad (5.19)$$

Por su parte, para estimar el tiempo de retraso del colector (a), se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial, y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (b) y (d), es decir:

$$t_t = 2.0 + 1.7 = 3.7 \text{ min}$$

$$t_t = 3.7 \text{ min} \quad (5.20)$$

Ahora bien, para construir la curva tiempo-área, se consideraron las aportaciones de los tramos anteriores, es decir desde el tramo (a) hasta el tramo (e). Los resultados obtenidos se indican en la figura 5.12.

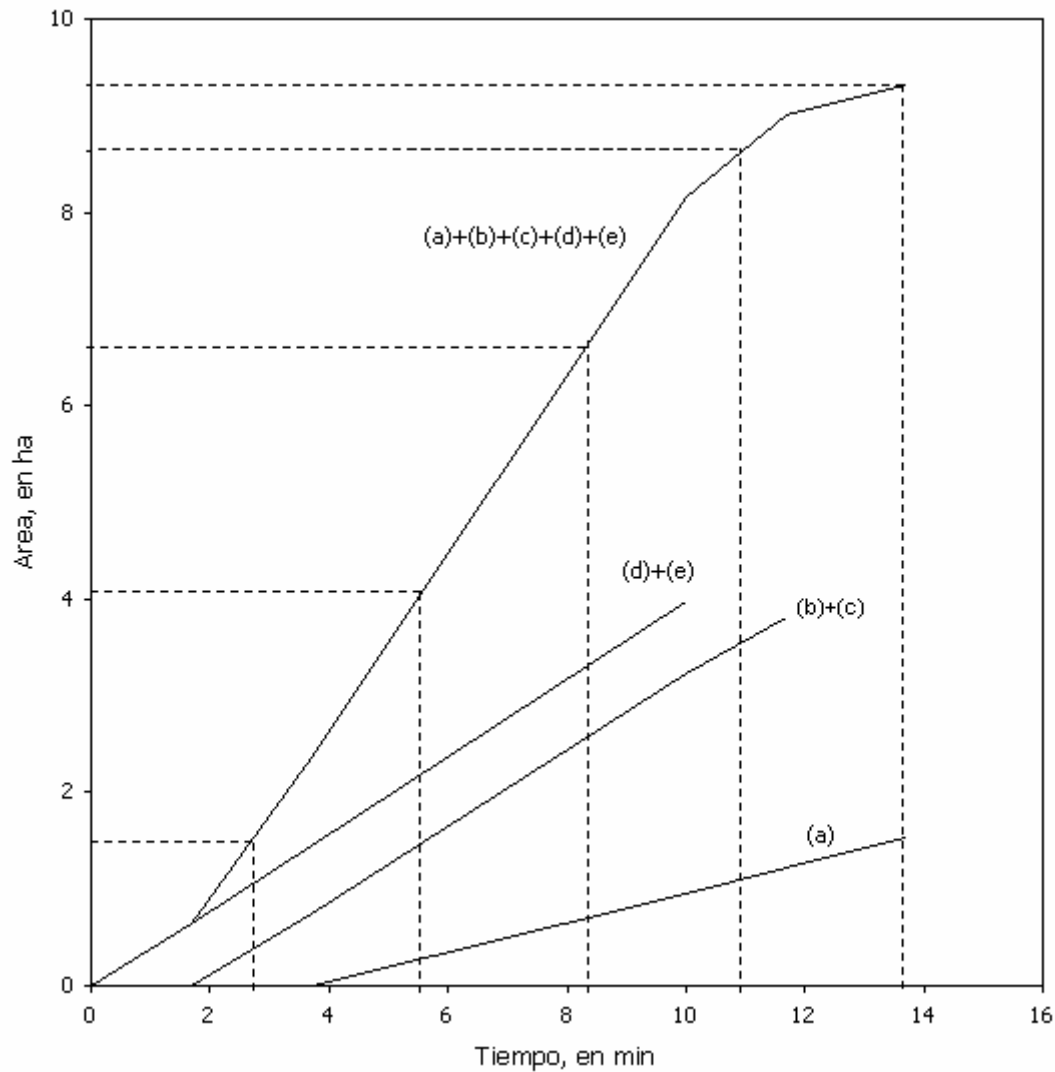


Figura 5.12. Curva tiempo-área tramo (f)

Ahora bien, dividiendo el tiempo total en cinco intervalos constantes de 2.74 minutos, se procede a determinar, con el apoyo de la figura 5.12, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

La tabla 5.13 indica los resultados obtenidos para el tramo (f), para los tiempos de 2.74, 5.48, 8.22, 10.96 y 13.70 minutos respectivamente.

Tabla 5.13. Valores de tiempo-área parcial

d, en min	Area acumulada, en ha	Incremento de área, en ha
0	0	0
2.74	1.450	1.450
5.48	4.050	2.600
8.22	6.550	2.500
10.96	8.650	2.100
13.70	9.310	0.660

Por su parte, para una duración de 13.7 min, la lluvia efectiva, según el método de regionalización de lluvias máximas, es igual a:

$$Pe_{3 \text{ años}, 13.7 \text{ min}} = (11.86)(0.677) = 8.03 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se define al distribuir el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 2.74 minutos, a partir de la configuración de la figura 5.4.

Al finalizar este proceso, se obtienen los valores siguientes:

$$P_1 = (8.03) (0.09) = 0.72 \text{ mm}$$

$$P_2 = (8.03) (0.20) = 1.61 \text{ mm}$$

$$P_3 = (8.03) (0.50) = 4.02 \text{ mm}$$

$$P_4 = (8.03) (0.15) = 1.20 \text{ mm}$$

$$P_5 = (8.03) (0.06) = 0.48 \text{ mm}$$

A continuación, con los valores de las áreas parciales y las lluvias efectivas se procedió a determinar las ordenadas del hidrograma virtual de entrada del tramo (f). La tabla 5.14 sintetiza el proceso para definir el hidrograma virtual.

Por su parte, para construir la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento, se consideró que el volumen se almacena en los tramos (a), (b), (c), (d) y (e); sin embargo el gasto de ingreso al tramo (f), únicamente se produce por las descargas de los tramos (d) y (e).

Tabla 5.14. Hidrograma virtual de entrada

		Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2.74 min, en ha					
t, en min	P, mm	A ₁ 1.450	A ₂ 2.600	A ₃ 2.500	A ₄ 2.100	A ₅ 0.660	q, m ³ /s
0	0	0					0.0000
2.74	0.72	1.044	0				0.0635
5.48	1.61	2.335	1.872	0			0.2559
8.22	4.02	5.829	4.186	1.800	0		0.7187
10.96	1.20	1.740	10.452	4.025	1.512	0	1.0784
13.70	0.48	0.696	3.120	10.050	3.381	0.475	1.0780
16.44	0	0	1.248	3.000	8.442	1.063	0.8365
19.18			0	1.200	2.520	2.653	0.3877
21.92				0	1.008	0.792	0.1095
24.66					0	0.317	0.0193
27.40						0	0.0000

Con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d) y (e). La tabla 5.15 indica los resultados que se obtuvieron para los tramos analizados.

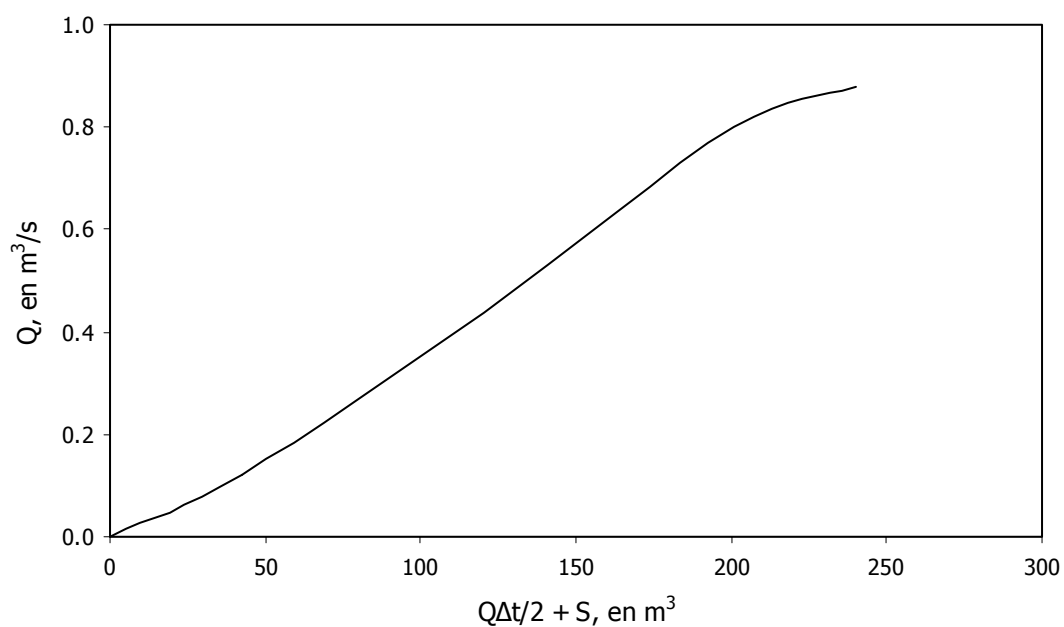
Tabla 5.15. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d) y (e)

(1) y/do	(2) Gasto de d + e, en m ³ /s	(3) Volumen de a+b+c+d+e, en m ³
0	0	0
1/4	0.120	32.844
2/4	0.439	84.025
3/4	0.800	135.184
1	0.877	168.050

Por otra parte, con los datos de los gastos de descarga-volumenes de almacenamiento sintetizados en la tabla 5.15, se define la curva que relaciona el gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$, requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. La tabla 5.16 y la figura 5.13 presentan los resultados que se obtuvieron al efectuar los procesos descritos.

Tabla 5.16. Curva gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$

Q , en m^3/s	$Q\Delta t/2 + S$, en m^3
0	0
0.120	42.717
0.439	120.075
0.800	200.927
0.877	240.151

Figura 5.13. Curva $Q - Q\Delta t/2 + S$

Sin embargo, para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.16 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. La figura 5.14 indica el resultado obtenido.

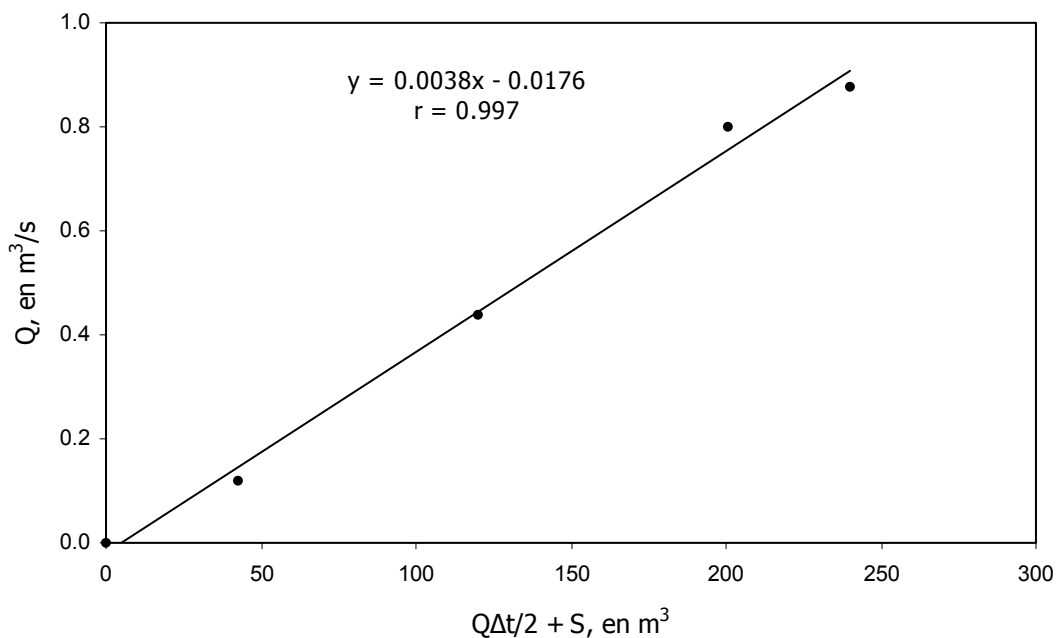


Figura 5.14. Curva de ajuste entre los datos $Q - Q\Delta t/2 + S$

Posteriormente, se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (f), con el apoyo de la ecuación (3.23) del capítulo 3. La tabla 5.17 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.15 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtual de entrada y el de salida que se obtuvieron para el colector (f).

Tabla 5.17. Tránsito del hidrograma virtual de entrada

j	t, en min	q, en m³/s	x ($Q_j \Delta t/2 + S_j$), en m³	y Q_j , en m³/s	S_j , en m³
1	2.74	0.0635	5.2200	0.0022	5.0362
2	5.48	0.2559	31.1049	0.1006	22.8357
3	8.22	0.7187	94.6740	0.3422	66.5483
4	10.96	1.0784	186.1427	0.6897	129.4459
5	13.70	1.0780	250.0051	0.9324	173.3602
6	16.44	0.8365	254.0893	0.9479	176.1687
7	19.18	0.3877	198.8771	0.7381	138.2026
8	21.92	0.1095	118.3940	0.4323	82.8592
9	24.66	0.0193	57.9084	0.2025	41.2668
10	27.40	0.0000	26.2093	0.0820	19.4693

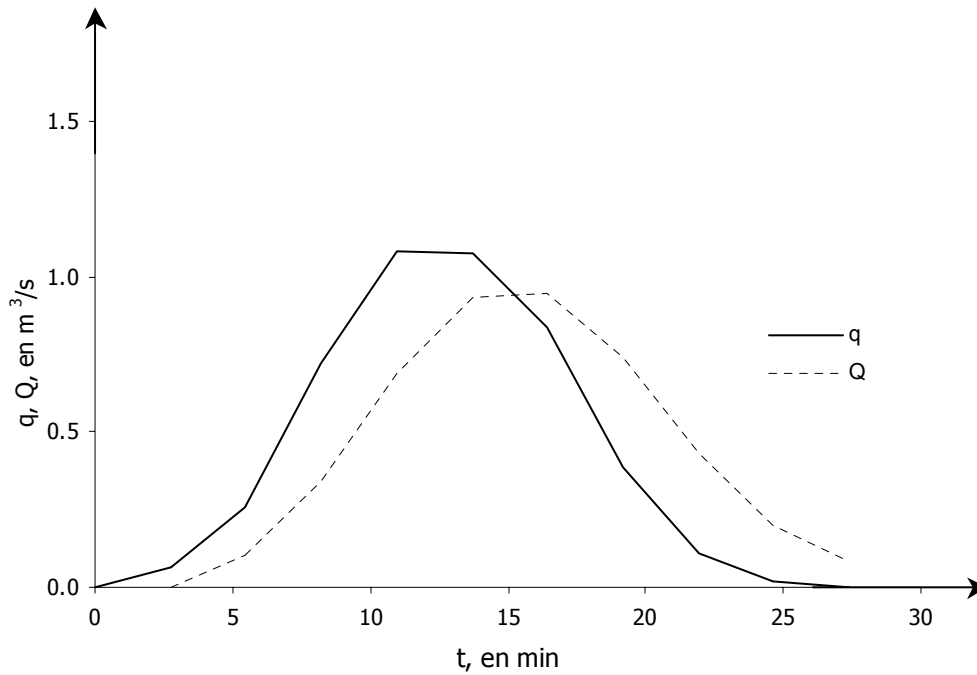


Figura 5.15. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido para el colector (f)

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 1.0780 a 0.9479 m³/s, es decir este último valor resulta ser el gasto de diseño.

Con el apoyo de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (f):

$$D = \left[\frac{3.21 \ln Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{(3.21)(0.013)(0.9479)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 0.96$$

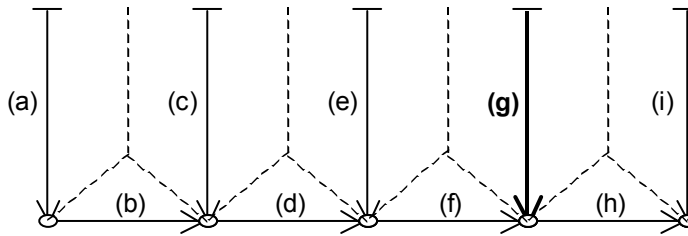
$$D = 0.96 \text{ m}$$

Sin embargo, comercialmente de diámetro será de $D_f = 1.07 \text{ m}$, y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_f = 1.07 \text{ m}$$

$$S_f = 0.002$$

7. Diseño del tramo (g)

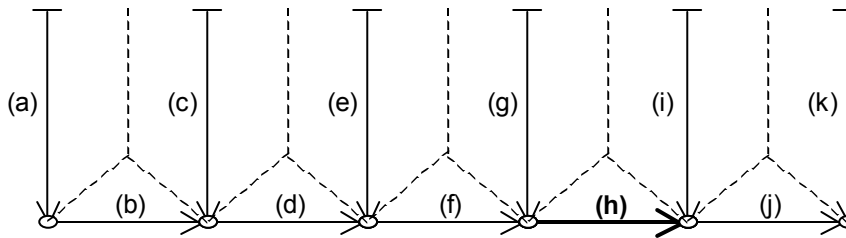


Este tramo es de cabecera, por lo tanto se tiene:

$$D_g = 0.30 \text{ m}$$

$$S_g = 0.002$$

8. Diseño del tramo (h)



El tramo (h) recibe en forma simultánea la aportación de las áreas de los tramos (f) y (g), en un tiempo de 10 min. Además, recibe la aportación de 3.901 ha de los tramos (d) y (e) con un tiempo de retraso de 1.7 min., y la aportación de 3.805 ha de los tramos (b) y (c) con un tiempo de retraso de 3.4 min. Finalmente la aportación del tramo (a) se realiza con un tiempo de retraso de 5.4 min.

El tiempo de retraso de los tramos (d)+(e) es igual al tiempo de traslado a través del tramo (f) y se estima con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.21)$$

donde t_t es el tiempo de traslado a través del tramo, en h; l es la longitud del tramo (f), en m; y v es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (f) se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, con el apoyo de la ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.22)$$

donde v es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s; n es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector; R_h es el radio hidráulico de la sección, en m; S es la pendiente del conducto. El radio hidráulico (R_h) se calcula para la condición de tubo o canal lleno.

Ahora bien, para el tramo (f) se tienen los datos siguientes:

$$l = 143 \text{ m}, \quad D_f = 1.07 \text{ m}, \quad S_f = 0.002, \quad R_h = 1.07/4 = 0.2675 \text{ m}, \quad n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.22) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.2675)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 1.428 \text{ m/s}$$

$$v = 1.428 \text{ m/s} \quad (5.23)$$

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{143}{1.428} = 100.1 \text{ s} = 100.1/60 = 1.7 \text{ min}$$

$$t_t = 1.7 \text{ min} \quad (5.24)$$

Ahora bien, para estimar el tiempo de retraso de los colectores (b)+(c) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial y se deduce que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (d) y (f), es decir:

$$t_t = 1.7 + 1.7 = 3.4 \text{ min}$$

$$t_t = 3.4 \text{ min} \quad (5.25)$$

Finalmente, para estimar el tiempo de retraso del colector (a), se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial, y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (b), (d) y (f) es decir:

$$t_t = 2.0 + 1.7 + 1.7 = 5.4 \text{ min}$$

$$t_t = 5.4 \text{ min} \quad (5.26)$$

Ahora bien, en la fase posterior para construir la curva tiempo-área, se consideraron las aportaciones de los tramos anteriores, es decir desde el tramo (a) hasta el tramo (g). Los resultados obtenidos se indican en la figura 5.16.

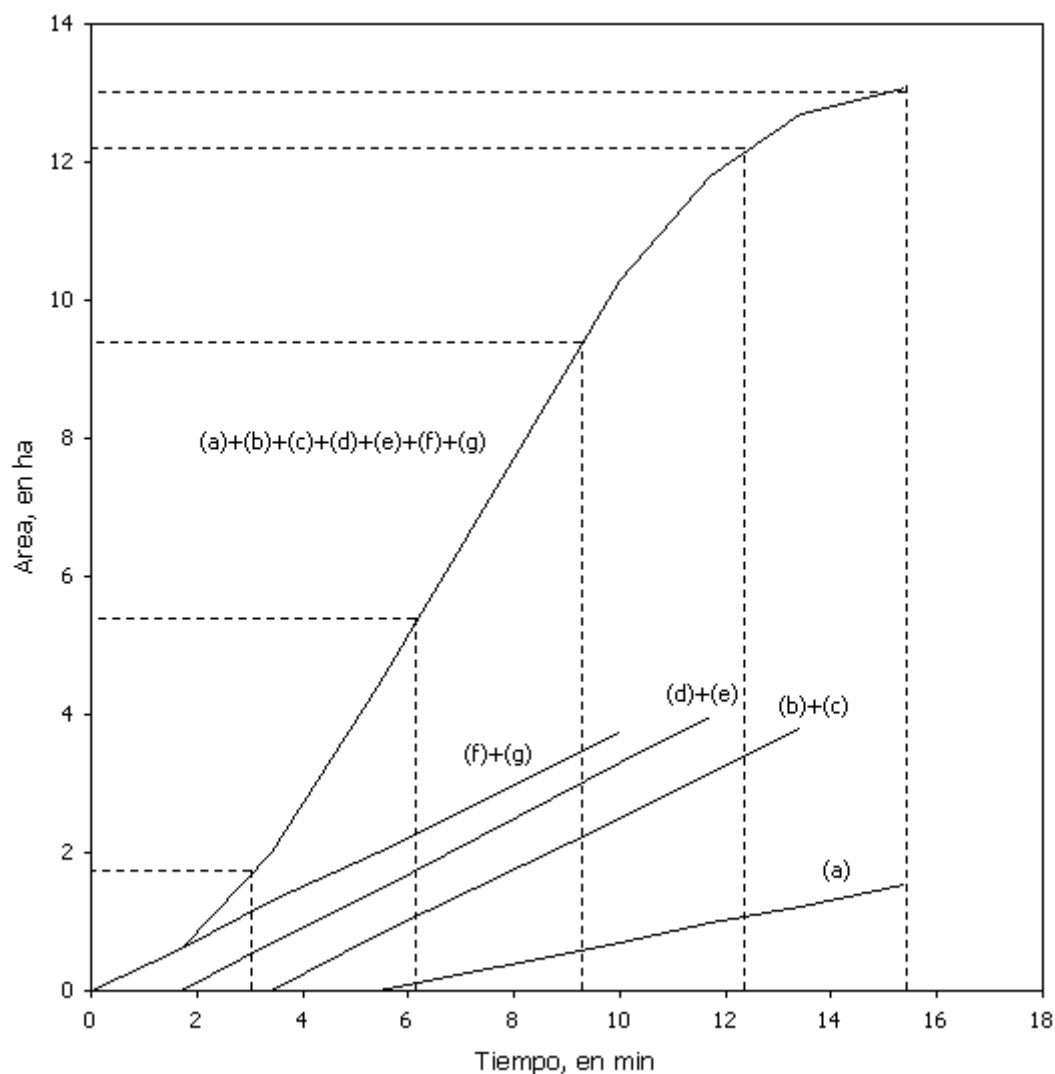


Figura 5.16. Curva tiempo-área tramo (h)

Por su parte, dividiendo el tiempo total en cinco intervalos constantes de 3.08 minutos, se procede a determinar, con el apoyo de la figura 5.16, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

La tabla 5.18 indica los resultados obtenidos para el tramo (h), para los tiempos de 3.08, 6.16, 9.24, 12.32 y 15.40 minutos respectivamente.

Tabla 5.18. Valores de tiempo-área parcial

d, en min	Area acumulada, en ha	Incremento de área, en ha
0	0	0
3.08	1.750	1.750
6.16	5.250	3.500
9.24	9.200	3.950
12.32	12.150	2.950
15.40	13.060	0.910

Ahora bien, para una duración de 15.40 min, la lluvia efectiva, según el método de regionalización de lluvias máximas, es igual a:

$$Pe_{3 \text{ años}, 15.4 \text{ min}} = (11.86)(0.718) = 8.51 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se define al distribuir el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 3.08 minutos, a partir de la configuración de la figura 5.4.

Al finalizar este proceso, se obtienen los valores siguientes:

$$P_1 = (8.51) (0.09) = 0.77 \text{ mm}$$

$$P_2 = (8.51) (0.20) = 1.70 \text{ mm}$$

$$P_3 = (8.51) (0.50) = 4.26 \text{ mm}$$

$$P_4 = (8.51) (0.15) = 1.28 \text{ mm}$$

$$P_5 = (8.51) (0.06) = 0.51 \text{ mm}$$

Posteriormente, con los valores de las áreas parciales y las lluvias efectivas se procedió a determinar las ordenadas del hidrograma virtual de entrada del tramo (h). La tabla 5.19 sintetiza el proceso para definir el hidrograma virtual.

Por su parte, para construir la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento, se consideró que el volumen se almacena en los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f) y (g); sin embargo el gasto de ingreso al tramo (h), únicamente se produce por las descargas de los tramos (f) y (g).

A continuación, con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f) y (g). La tabla 5.20 indica los resultados que se obtuvieron para los tramos analizados.

Tabla 5.19. Hidrograma virtual de entrada

		Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 3.08 min, en ha					
t, en min	P, mm	A ₁ 1.750	A ₂ 3.500	A ₃ 3.950	A ₄ 2.950	A ₅ 0.910	q, m ³ /s
0	0	0					0.0000
3.08	0.77	1.348	0				0.0729
6.16	1.70	2.975	2.695	0			0.3068
9.24	4.26	7.455	5.950	3.042	0		0.8900
12.32	1.28	2.240	14.910	6.715	2.272	0	1.4143
15.40	0.51	0.893	4.480	16.827	5.015	0.701	1.5106
18.48	0	0	1.785	5.056	12.567	1.547	1.1339
21.56			0	2.015	3.776	3.877	0.5231
24.64				0	1.505	1.165	0.1444
27.72					0	0.464	0.0251
30.80						0	0.0000

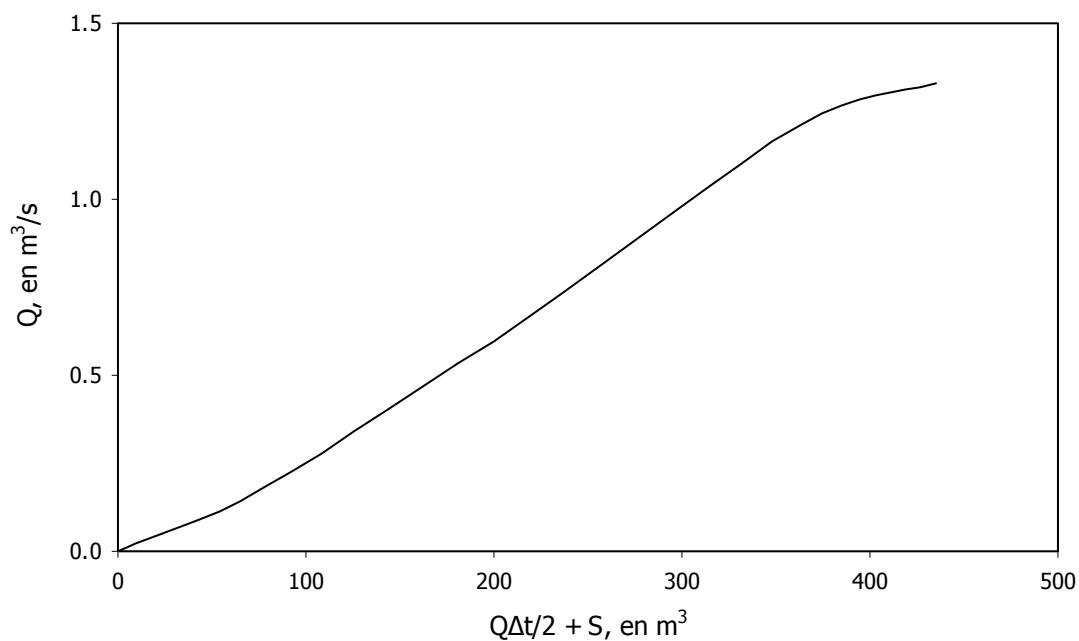
Tabla 5.20. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f) y (g)

(1) y/do	(2) Gasto de f + g, en m ³ /s	(3) Volumen de a+b+c+d+e+f+g, en m ³
0	0	0
1/4	0.182	61.083
2/4	0.664	156.270
3/4	1.211	251.417
1	1.328	312.540

En la fase siguiente, con los datos de los gastos de descarga-volumenes de almacenamiento sintetizados en la tabla 5.20, se procedió a determinar la curva que relaciona el gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$, requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. La tabla 5.21 y la figura 5.17 presentan los resultados que se obtuvieron al efectuar los procesos descritos.

Tabla 5.21. Curva gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$

Q , en m^3/s	$Q\Delta t/2 + S$, en m^3
0	0
0.182	77.881
0.664	217.606
1.211	363.270
1.328	435.211

Figura 5.17. Curva $Q - Q\Delta t/2 + S$

No obstante, para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.21 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. La figura 5.18 indica el resultado obtenido.

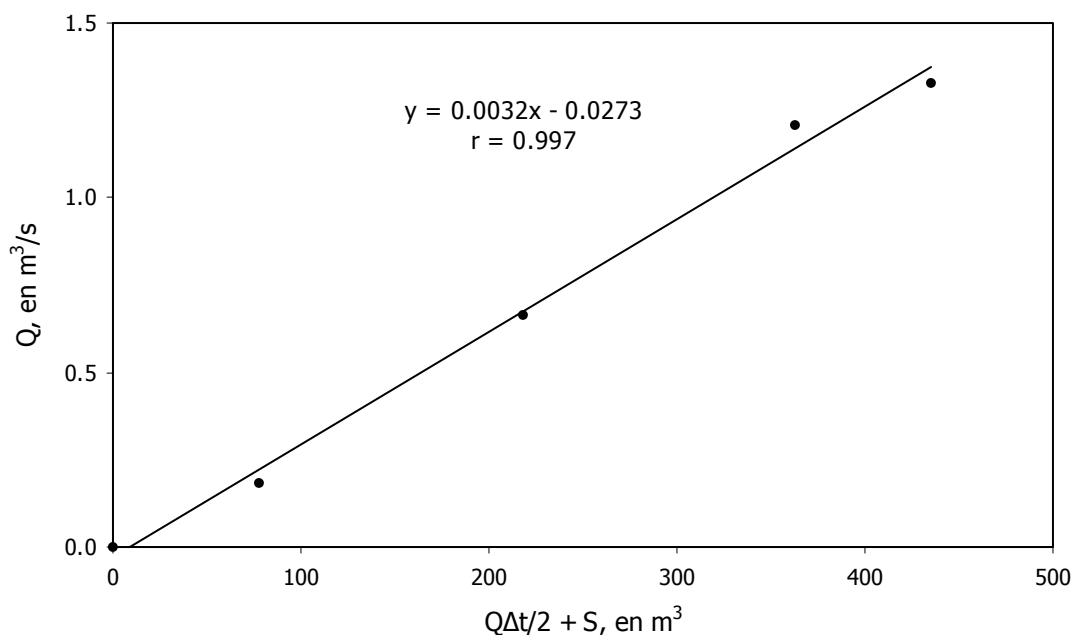


Figura 5.18. Curva de ajuste entre los datos $Q - Q\Delta t/2 + S$

Después, se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (h), con el apoyo de la ecuación (3.23) del capítulo 3. La tabla 5.22 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.19 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtual de entrada y el de salida que se obtuvieron para el colector (h).

Tabla 5.22. Tránsito del hidrograma virtual de entrada

j	t, en min	q, en m^3/s	x ($Q_j \Delta t/2 + S_j$), en m^3	y Q_j , en m^3/s	S_j , en m^3
1	3.08	0.0729	6.7375	-0.0057	7.2679
2	6.16	0.3068	42.8858	0.1099	32.7278
3	9.24	0.8900	133.1524	0.3988	96.3044
4	12.32	1.4143	272.3714	0.8443	194.3592
5	15.40	1.5106	386.6054	1.2098	274.8164
6	18.48	1.1339	407.3785	1.2763	289.4473
7	21.56	0.5231	324.6267	1.0115	231.1636
8	24.64	0.1444	199.3825	0.6107	142.9516
9	27.72	0.0251	102.1877	0.2997	74.4954
10	30.80	0.0000	49.1235	0.1299	37.1212

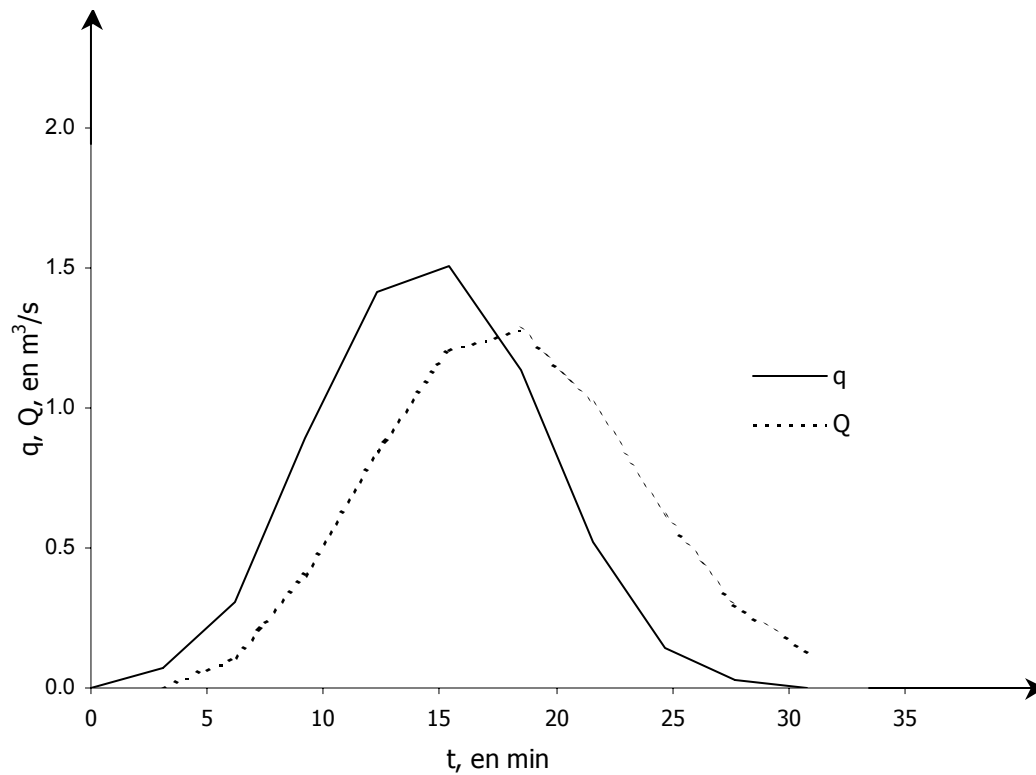


Figura 5.19. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido para el colector (h)

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 1.5106 a 1.2763 m³/s, es decir este último valor resulta ser el gasto de diseño.

Con el auxilio de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (h):

$$D = \left[\frac{3.21 \ln Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{(3.21)(0.013)(1.2763)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 1.068$$

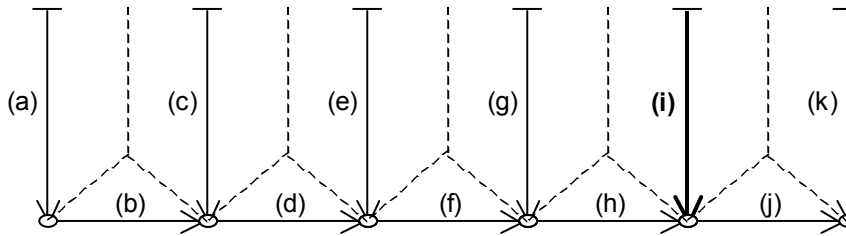
$$D = 1.068 \text{ m}$$

Sin embargo, comercialmente de diámetro será de $D_h = 1.07 \text{ m}$, y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_h = 1.07 \text{ m}$$

$$S_h = 0.002$$

9. Diseño del tramo (i)

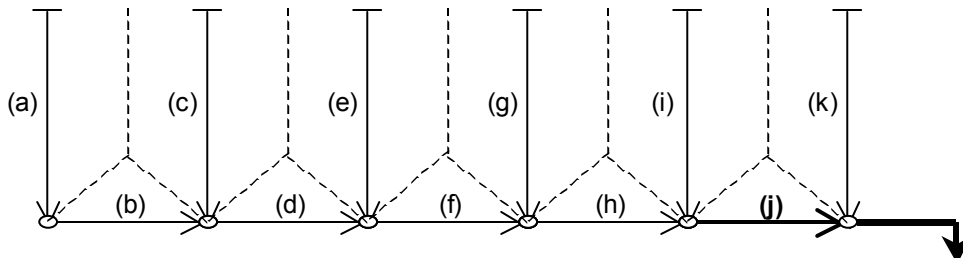


Este tramo es de cabecera, por lo tanto se tiene:

$$D_i = 0.30 \text{ m}$$

$$S_i = 0.002$$

10. Diseño del tramo (j)



El tramo (j) recibe en forma simultánea la aportación de los tramos (h) y (i), en un tiempo de 10 min. Adicionalmente, recibe las aportaciones de los tramos (f) y (g) con un tiempo de retraso de 1.3 min, el de los tramos (d) y (e) con un tiempo de retraso de 3.0 min., y el de los tramos (b) y (c) con un tiempo de retraso de 4.7 min. Finalmente la aportación del tramo (a) se realiza con un tiempo de retraso de 6.7 min.

El tiempo de retraso de los tramos (f)+(g) es igual al tiempo de traslado a través del tramo (h) y se estima con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.27)$$

donde t_t es el tiempo de traslado a través del tramo, en h; l es la longitud del tramo (h), en m; y v es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (h) se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, con el apoyo de la ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.28)$$

donde v es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s; n es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector; R_h es el radio hidráulico de la sección, en m; S es la pendiente del conducto. El radio hidráulico (R_h) se calcula para la condición de tubo o canal lleno.

Ahora bien, para el tramo (h) se tienen los datos siguientes:

$$l = 110 \text{ m}, \quad D_h = 1.07 \text{ m}, \quad S_h = 0.002, \quad R_h = 1.07/4 = 0.2675 \text{ m}, \quad n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.28) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.2675)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 1.428 \text{ m/s}$$

$$v = 1.428 \text{ m/s} \quad (5.29)$$

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{110}{1.428} = 77.0 \text{ s} = 77.0/60 = 1.3 \text{ min}$$

$$t_t = 1.3 \text{ min} \quad (5.30)$$

Por su parte, para estimar el tiempo de retraso de los colectores (d)+(e) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial y se deduce que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (f) y (h), es decir:

$$t_t = 1.7 + 1.3 = 3.0 \text{ min}$$

$$t_t = 3.0 \text{ min} \quad (5.31)$$

Asimismo, para estimar el tiempo de retraso de los colectores (b)+(c) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (d), (f) y (h), es decir:

$$t_t = 1.7 + 1.7 + 1.3 = 4.7 \text{ min}$$

$$t_t = 4.7 \text{ min}$$

Por último, para estimar el tiempo de retraso del colector (a), se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial, y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (b) y (d), (f) y (h) es decir:

$$t_t = 2.0 + 1.7 + 1.7 + 1.3 = 6.7 \text{ min}$$

$$t_t = 6.7 \text{ min} \quad (5.32)$$

A continuación, para construir la curva tiempo-área, se consideraron las aportaciones de los tramos anteriores, es decir desde el tramo (a) hasta el tramo (i). Los resultados obtenidos se indican en la figura 5.20.

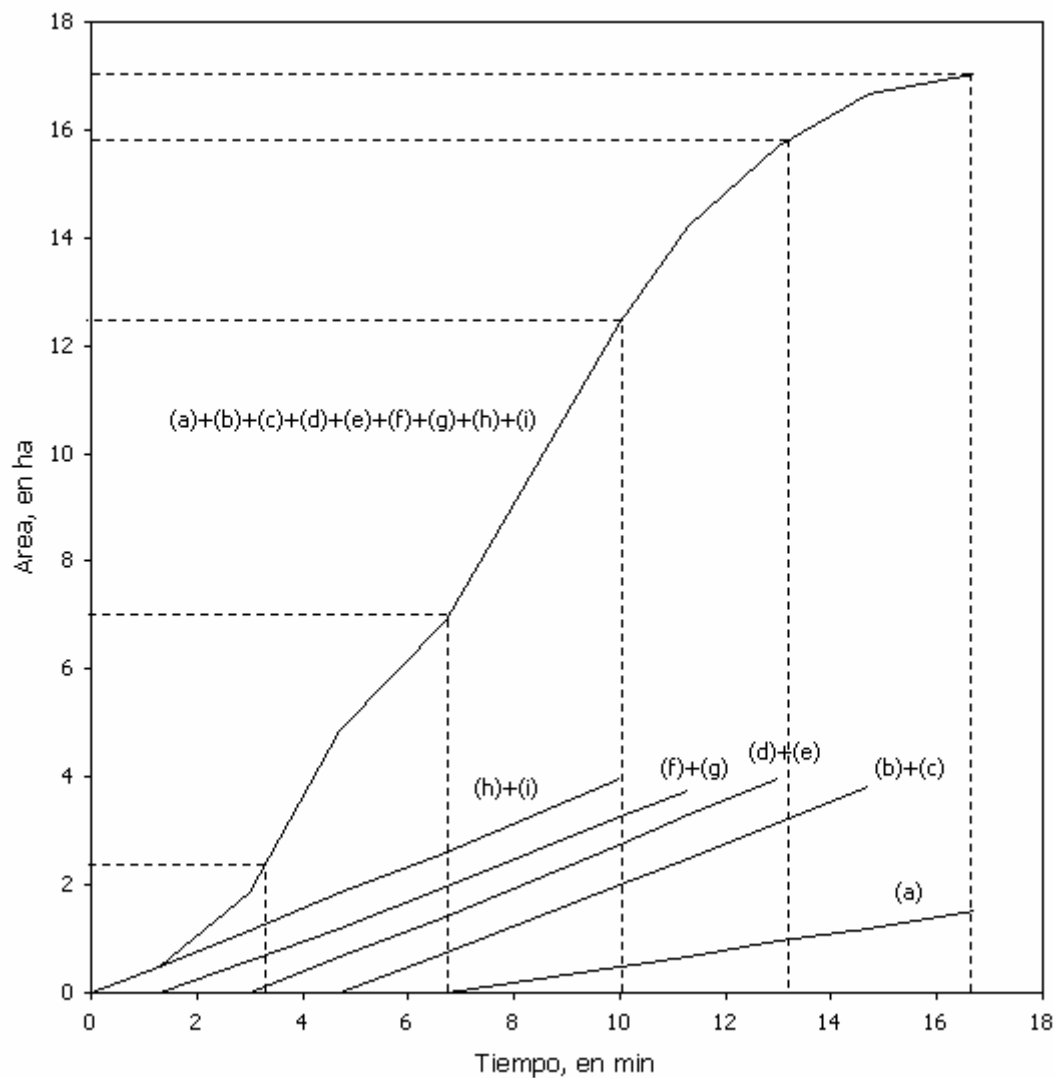


Figura 5.20. Curva tiempo-área tramo (j)

Con el auxilio de la figura 5.20, se dividió el tiempo total en cinco intervalos constantes de 3.34 minutos, y se procedió a determinar los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

La tabla 5.23 indica los resultados obtenidos para el tramo (j), para los tiempos de 3.34, 6.68, 10.02, 13.36 y 16.70 minutos respectivamente.

Tabla 5.23. Valores de tiempo-área parcial

d, en min	Area acumulada, en ha	Incremento de área, en ha
0	0	0
3.34	2.350	2.350
6.68	6.900	4.550
10.02	12.450	5.550
13.36	15.850	3.400
16.70	17.036	1.186

Ahora bien, para una duración de 16.70 min, la lluvia efectiva, según el método de regionalización de lluvias máximas, es igual a:

$$Pe_{3 \text{ años}, 16.7 \text{ min}} = (11.86)(0.748) = 8.87 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se define al distribuir el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 3.34 minutos, con el apoyo de la configuración de la figura 5.4.

Al finalizar este proceso, se obtienen los valores siguientes:

$$P_1 = (8.87) (0.09) = 0.80 \text{ mm}$$

$$P_2 = (8.87) (0.20) = 1.77 \text{ mm}$$

$$P_3 = (8.87) (0.50) = 4.44 \text{ mm}$$

$$P_4 = (8.87) (0.15) = 1.33 \text{ mm}$$

$$P_5 = (8.87) (0.06) = 0.53 \text{ mm}$$

Posteriormente, con los valores de las áreas parciales y las lluvias efectivas se procedió a determinar las ordenadas del hidrograma virtual de entrada del tramo (j). La tabla 5.24 sintetiza el proceso para definir el hidrograma virtual.

Tabla 5.24. Hidrograma virtual de entrada

		Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 3.34 min, en ha					
t, en min	P, mm	A ₁ 2.350	A ₂ 4.550	A ₃ 5.550	A ₄ 3.400	A ₅ 1.186	q, m ³ /s
0	0	0					0.0000
3.34	0.80	1.880	0				0.0938
6.68	1.77	4.160	3.640	0			0.3892
10.02	4.44	10.434	8.054	4.440	0		1.1441
13.36	1.33	3.126	20.202	9.824	2.720	0	1.7900
16.70	0.53	1.246	6.052	24.642	6.018	0.949	1.9414
20.04	0	0	2.412	7.382	15.096	2.099	1.3467
23.38			0	2.942	4.522	5.266	0.6352
26.72				0	1.802	1.577	0.1686
30.06					0	0.629	0.0314
33.40						0	0.0000

Por otra parte, para construir la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento, se consideró que el volumen se almacena en los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h) y (i); sin embargo el gasto de ingreso al tramo (j), únicamente se produce por las descargas de los tramos (h) + (i).

En la fase posterior, con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h) y (i). La tabla 5.25 señala los resultados que se obtuvieron para los tramos analizados.

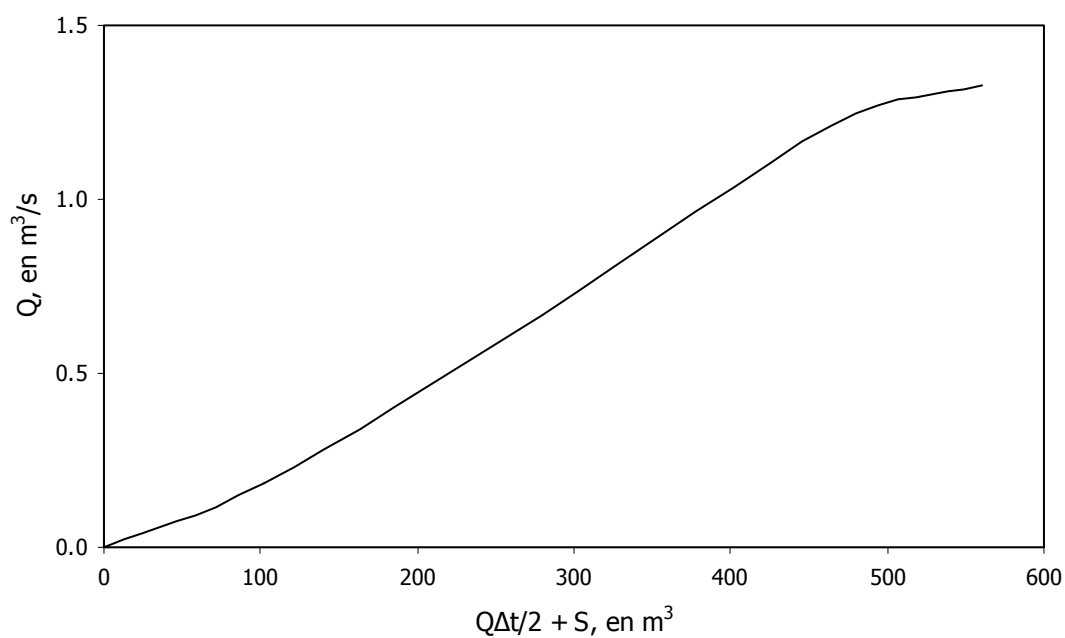
Tabla 5.25. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h) y (i)

(1) y/do	(2) Gasto de h + i, en m ³ /s	(3) Volumen de a+b+c+d+e+f+g+h+i, en m ³
0	0	0
1/4	0.182	83.523
2/4	0.664	213.679
3/4	1.211	343.779
1	1.328	427.357

Posteriormente, con los datos de los gastos de descarga-volumenes de almacenamiento sintetizados en la tabla 5.25, se procedió a determinar la curva que relaciona el gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$, requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. La tabla 5.26 y la figura 5.21 presentan los resultados que se obtuvieron al efectuar los procesos descritos.

Tabla 5.26. Curva gasto de descarga Q contra $Q\Delta t/2 + S$

Q, en m^3/s	$Q\Delta t/2 + S$, en m^3
0	0
0.182	101.739
0.664	280.192
1.211	465.074
1.328	560.383

Figura 5.21. Curva Q – $Q\Delta t/2 + S$

Ahora bien, para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.26 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. La figura 5.22 indica el resultado obtenido.

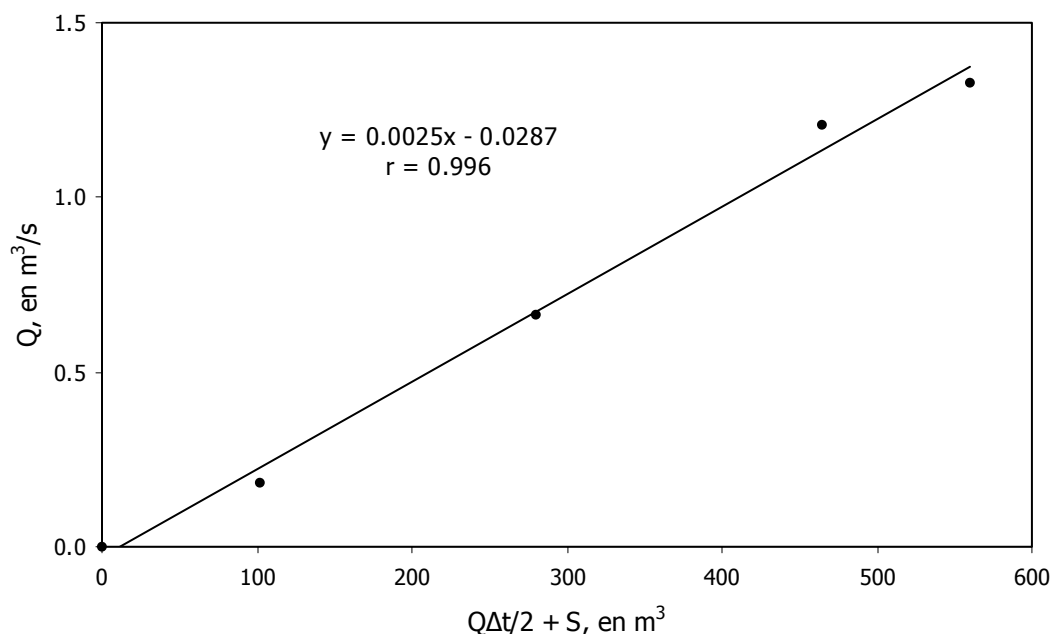


Figura 5.22. Curva de ajuste entre los datos $Q - Q\Delta t/2 + S$

Inmediatamente, se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (j), con el apoyo de la ecuación (3.23) del capítulo 3. La tabla 5.27 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.23 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtual de entrada y el de salida que se obtuvieron para el colector (j).

Tabla 5.27. Tránsito del hidrograma virtual de entrada

j	t, en min	q, en m³/s	x ($Q_j \Delta t/2 + S_j$), en m³	y Q_j , en m³/s	S_j , en m³
1	3.34	0.0938	9.4000	-0.0052	9.9210
2	6.68	0.3892	58.8396	0.1184	46.9760
3	10.02	1.1441	188.7474	0.4432	144.3419
4	13.36	1.7900	393.9289	0.9561	298.1255
5	16.70	1.9414	576.2060	1.4118	434.7422
6	20.04	1.3467	622.7484	1.5282	469.6257
7	23.38	0.6352	515.0907	1.2590	388.9362
8	26.72	0.1686	343.3254	0.8296	260.1981
9	30.06	0.0314	197.1106	0.4641	150.6102
10	33.40	0.0000	107.2526	0.2394	83.2616

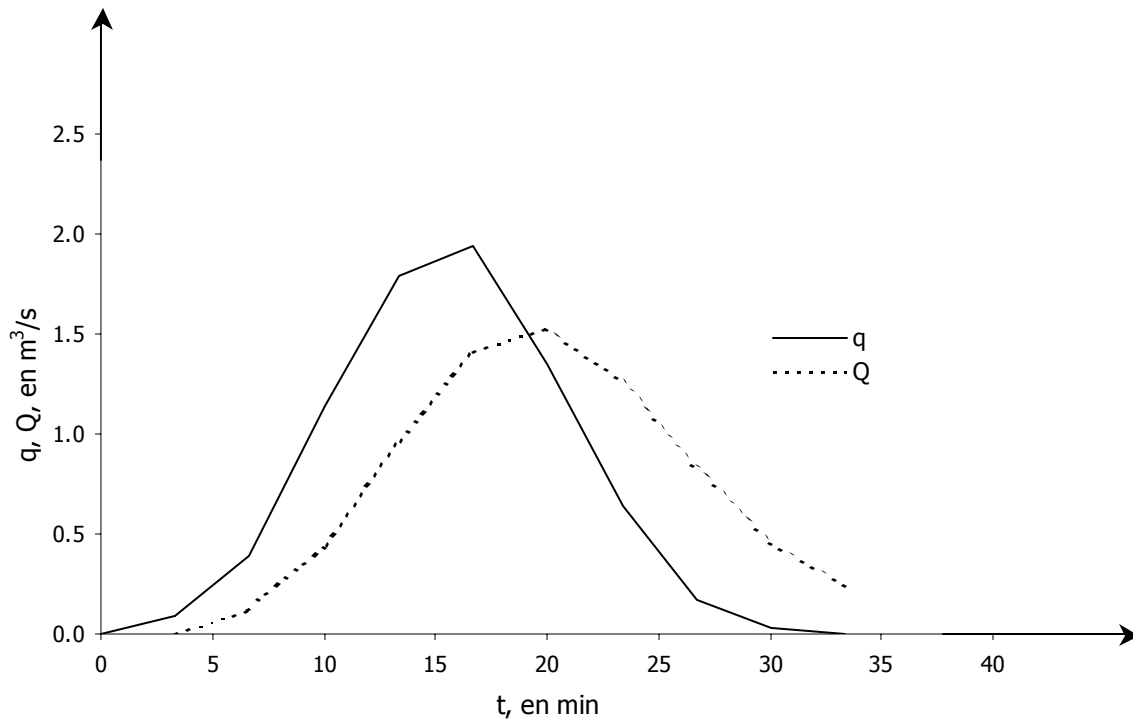


Figura 5.23. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido para el colector (j)

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 1.9414 a 1.5282 m³/s, es decir este último valor resulta ser el gasto de diseño.

Con el apoyo de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (j):

$$D = \left[\frac{3.21 \ln Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[\frac{(3.21)(0.013)(1.5282)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 1.142$$

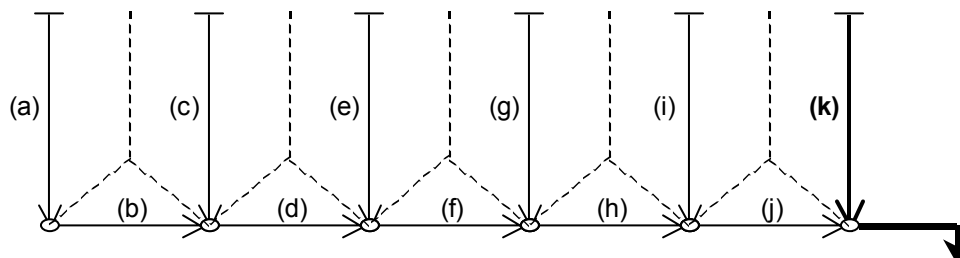
$$D = 1.142 \text{ m}$$

Sin embargo, comercialmente de diámetro será de $D_j = 1.22 \text{ m}$, y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_j = 1.22 \text{ m}$$

$$S_j = 0.002$$

11. Diseño del tramo (k)



Este tramo es de cabecera, por lo tanto se tiene:

$$D_k = 0.30 \text{ m}$$

$$S_k = 0.002$$

12. Resumen general

La tabla 5.28 muestra los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tramos que integran la red de alcantarillado pluvial, aplicando el Método del Road Research Laboratory (RRL).

Tabla 5.28. Resultados de la red de alcantarillado pluvial aplicando el método del RRL

Tramo	P_e , mm (1)	T_c , min (2)	ΣA , ha (3)	Q_D , m ³ /s (4)	D_t , m (5)	D_c , m (6)	v , m/s (7)	t_t , min (8)
a						0.30		
b	6.90	10.0	1.525	0.1591	0.49	0.61	0.982	2.0
c						0.30		
d	7.52	12.0	5.330	0.5461	0.78	0.91	1.282	1.7
e						0.30		
f	8.03	13.7	9.311	0.9479	0.96	1.07	1.428	1.7
g						0.30		
h	8.51	15.4	13.061	1.2763	1.06	1.07	1.428	1.3
i						0.30		
j	8.87	16.7	17.036	1.5282	1.14	1.22	1.559	1.5
k						0.30		

(1) Precipitación efectiva, en mm

(2) Tiempo de concentración, en min

(3) Área total de aportación, en ha

(4) Gasto de diseño, en m³/s

(5) Diámetro teórico, en m

(6) Diámetro comercial, en m

(7) Velocidad a tubo lleno, en m/s

(8) Tiempo de traslado, en min

5.1.3. Conclusiones

Este ejemplo sobre el diseño de una red de alcantarillado pluvial, a una cuenca real, se realizó con el propósito de aclarar los conceptos teóricos del método del Road Research Laboratory (RRL).

Ahora bien, se utilizó una cuenca pequeña para facilitar el desarrollo de las etapas, aunque en la práctica se puede utilizar para cuencas con extensiones de mayor magnitud. Asimismo, en los tramos cabecera se pueden utilizar tiempos de entrada de 15 y/o 20 min, en cuencas urbanas que drenan superficies mayores a 0.5 km^2 .